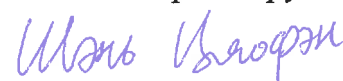


ФЕДЕРАЛЬНОЕ АГЕНТСТВО ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ТРАНСПОРТА
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
«Петербургский государственный университет путей сообщения
императора Александра I»

На правах рукописи



Шэнь Цяофэн

**ПРОГНОЗ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ
ОДНОСВОДЧАТЫХ СТАНЦИЙ МЕТРОПОЛИТЕНА ПО ТЕХНОЛОГИИ
ПОЭТАПНОГО РАСКРЫТИЯ ВЫРАБОТКИ В МАЛОПРОЧНЫХ
СКАЛЬНЫХ ГРУНТАХ**

Специальность: 2.1.8 – Проектирование и строительство дорог, метрополитенов,
аэродромов, мостов и транспортных тоннелей
(технические науки)

Диссертация на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель:
доктор технических наук, профессор
Фролов Юрий Степанович

Санкт-Петербург – 2021

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	5
1 СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА	12
1.1 Развитие транспортной инфраструктуры в КНР.....	12
1.2 Высокие технологии строительства транспортных тоннелей и метрополитенов горным способом в малопрочных скальных грунтах.....	18
1.3 Цель и задачи исследований	32
2 ВЫБОР И ОБОСНОВАНИЕ МЕТОДА ВЫПОЛНЕНИЯ ПРОХОДЧЕСКИХ РАБОТ ПРИ СТАДИЙНОЙ ТЕХНОЛОГИИ РАСКРЫТИЯ ВЫРАБОТКИ В МАЛОПРОЧНЫХ СКАЛЬНЫХ ГРУНТАХ.....	37
2.1 Общие положения	37
2.2 Постановка задачи и построение моделей	39
2.3 Устойчивость выработки. Показатели качества скального массива	45
2.4 Исходные данные	54
2.5 Расчетные схемы конечно-элементных моделей.....	55
2.6 Результаты исследований.....	57
2.6.1 Вертикальное смещение в грунтовом массиве	58
2.6.2 Напряженно-деформированное состояние грунтового массива.....	59
2.6.3 Напряженно-деформированное состояние временной крепи/первичной обделки.....	61
Выводы по главе.....	63
3 2D-ЧИСЛЕННЫЙ АНАЛИЗ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ КРЕПИ/ПЕРВИЧНОЙ ОБДЕЛКИ И СКАЛЬНОГО МАССИВА ПРИ ВЫПОЛНЕНИИ ПРОХОДЧЕСКИХ РАБОТ С РАСКРЫТИЕМ ВЫРАБОТКИ МЕТОДОМ БОКОВЫХ ПИЛОТ-ТОННЕЛЕЙ.....	65
3.1 Общие положения	65
3.2 Прогноз геомеханических процессов при выполнении проходческих работ по схеме боковых пилот-тоннелей	66

3.3 Результаты исследований	69
3.3.1 Напряженно-деформированное состояние в грунтовом массиве	69
3.3.2 Напряженно-деформированное состояние крепи/первичной обделки ..	72
3.3.3 Напряженно-деформированное состояние внутренних диафрагм	73
3.3.4 Зона пластических деформаций в центральном ядре.....	75
3.4 Оценка степени влияния физико-механических характеристик грунтового массива на напряженно-деформированное состояние исследуемой системы ...	76
3.5 Влияние параметров временной крепи/первичной обделки на устойчивость выработки.....	84
Выводы по главе.....	85
4 ПРОГНОЗ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ ПРИ СТАДИЙНОЙ ТЕХНОЛОГИИ РАСКРЫТИЯ ВЫРАБОТКИ ОДНОСВОДЧАТОЙ СТАНЦИИ МЕТРОПОЛИТЕНА В Г. ЧУНЦИН (КНР) В ОБЪЕМНОЙ ПОСТАНОВКЕ ЗАДАЧИ	88
4.1 Построение модели и порядок проведения исследований	89
4.2 Результаты исследований	91
4.2.1 Напряженно-деформированное состояние скального массива.....	91
4.2.2. Напряжения в скальном массиве центрального ядра.....	96
4.2.3 Напряженно-деформированное состояние крепи/первичной обделки ..	97
4.3 Основные положения методики прогноза геомеханических процессов при сооружении транспортных тоннелей большого сечения и односводчатых станций метрополитена в малопрочных скальных грунтах	103
4.4. Сравнительный анализ результатов численного моделирования и данных натуральных исследований.....	106
4.4.1 Сравнительный анализ результатов численного моделирования с данными мониторинга при строительстве односводчатой станции метрополитена в г. Чунцин	107

4.4.2 Сравнительный анализ результатов численного моделирования с данными геодезического мониторинга при строительстве автодорожного тоннеля Longtoushan	111
Выводы по главе.....	115
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	118
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	120
ПРИЛОЖЕНИЕ А	130
ПРИЛОЖЕНИЕ Б.....	131

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследований.

В общем объеме объектов тоннельного строительства значительную часть занимают подземные сооружения большого пролета: транспортные тоннели пролетом от 16 до 30 метров (трех или четырех полосное движение и развилки в автодорожных тоннелях), а также односводчатые станции и камеры съездов на линиях метрополитенов. Раскрытие выработок большого пролета при строительстве таких тоннелей в среднепрочных и малопрочных скальных массивах ($75 > RQD \geq 25$)¹ представляет собой сложный и ответственный комплекс мероприятий, требующий особого подхода как в процессе расчета и проектирования, так и в процессе производства работ. В этих условиях в последние десятилетия в некоторых странах внедряется инновационная технология сооружения тоннелей большого пролета с поэтапным раскрытием выработки до проектного сечения несколькими опережающими забоями.

При выполнении проходческих работ по новой технологии определяющее влияние на характер формирования напряженно-деформированного состояния (НДС) системы «крепь – грунтовый массив» оказывают геометрические параметры сечения, последовательность разработки и опережение забоев каждой из выработок. В таких условиях на каждом этапе выполнения проходческих работ необходимо спрогнозировать не только НДС элементов временной крепи/первичной обделки, но и сдвигение и деформации грунтового массива, что особенно важно при строительстве подземных сооружений метрополитена в условиях плотной городской застройки.

Для решения подобных задач в последнее время активно используются достаточно мощные конечно-элементные программные комплексы (ПК), позволяющие решать подобные задачи в трехмерной постановке.

Анализ столь сложной схемы выполнения проходческих работ требует не только понимания «физики» силового взаимодействия крепи и грунтового массива,

¹(ГОСТ 25100-2020. Грунты. Классификация, п. Г2).

знания грунтовых моделей и общих принципов конечно-элементного моделирования, но и системного подхода для решения этого класса задач, а также наличия надежных результатов верификации применения тех или иных ПК. Такая верификация может быть получена только в рамках специализированной научно-исследовательской работы.

Результаты глубокого научного исследования имеют важное рекомендательное значение и ценность для стран, имеющих подобные проекты в развитии своей транспортной инфраструктуры.

Таким образом, разработка практической методики прогноза НДС грунтового массива и временной крепи при поэтапном раскрытии опережающими забоями большепролетных выработок в скальных массивах низкой прочности является актуальной задачей.

Степень разработанности темы исследований.

Вопросам, освещающим опыт проектирования и строительства тоннелей горным способом, посвящены работы российских и иностранных ученых и специалистов: Абрамчука В.Н., Мосткова В.М., Меркина В.Е., Мордвинкова Ю.А., Фролова Ю.С., Чеботаева В.В., Щекудова Е.В., Щелочковой Т.Н., Huang Mingli, Xu Zhen, Ren Zhiliang, Verya Nasri, E. Hoek, N. Barton и M. Kavvadas, др.

Значительный вклад в исследование геомеханических процессов формирования НДС в скальных массивах различной степени сохранности при строительстве подземных сооружений внесли такие ученые, как Амосин Б.З., Баклашов И.В., Булычев Н.С., Иванес Т.В., Картозия Б., Либерман Ю. М., Ланис А.Л., Протосеня А.Г., Руппенейт К.В., Саммаль А.С., Фотиева Н.Н., Цибариус Ю.А., N. Бартон, L.V. Rabcewicz, D.U. Deere, A. Bieniawski, Wang Mingnian, Liu Dagang и др.

Однако теоретические аспекты проблемы обеспечения устойчивости выработок пролетом более 20 м в скальных массивах низкой прочности, раскрываемые до проектного сечения по технологии новоавстрийского метода выполнения проходческих работ (НАТМ) еще не достаточно разработаны.

Сложность аналитических решений в плоской постановке задачи о НДС системы «крепь – грунтовый массив» с учетом последовательности раскрытия выработки и поэтапного возведения временной крепи/первичной обделки вынуждает прибегать к различного рода допущениям, идеализирующим действительную физическую картину явления. Те же недостатки присущи и плоским моделям метода конечных элементов. Это существенно снижает точность решения задачи и достоверность результатов. В связи с этим новая технология поэтапного раскрытия выработки во многом опирается на эмпирику, и подбор параметров крепи при поэтапной проходке взаимовлияющих выработок в одном проектном сечении приходится корректировать на месте, чтобы минимизировать конструктивные и технологические риски. Такой подход к решению многокритериальной задачи приводит к неоправданно завышенным объемам работ и увеличению материалоемкости тоннельных конструкций. Добиться эффективных решений возможно только при учете в теоретических исследованиях с большей точностью и достоверностью технологических особенностей раскрытия большепролетных выработок, влияющих на характер формирования НДС системы «крепь – грунтовый массив». Поэтому особое значение приобретают научные методы исследования с использованием численного моделирования в пространственной постановке задачи, а также сочетания 2D- и 3D-моделирования.

Цель исследований – повышение эффективности и безопасности проходки тоннельной выработки большого пролета в малопрочных скальных грунтах при ее поэтапном раскрытии опережающими забоями на основе прогноза напряженно-деформированного состояния (НДС) системы «крепь – грунтовый массив».

Задачи исследований.

1. Оценить степень влияния различных способов раскрытия выработок большого пролета несколькими опережающими забоями на устойчивость выработки при поэтапном выполнении проходческих работ.

2. Изучить процесс формирования НДС временной крепи и вмещающего грунтового массива с целью выявления зон концентрации напряжений и

повышенных деформаций на каждом из этапов продвижения забоев опережающих выработок вплоть до раскрытия тоннеля до проектного сечения.

3. Выполнить численный анализ НДС системы «крепь – грунтовый массив» в трехмерной постановке задачи с целью прогноза геомеханических процессов при сооружении односводчатой станции метрополитена в г. Чунцин (КНР).

4. Разработать практическую методику прогноза НДС грунтового массива и временной крепи с учетом поэтапного раскрытия выработки большого пролета опережающими забоями в скальных массивах низкой прочности.

5. Выполнить верификацию основных положений разработанной автором методики путем сравнительного анализа результатов прогноза НДС крепи и вмещающего выработку грунтового массива с данными, представленными в независимых источниках по данной тематике.

Предмет исследования – характер формирования и изменения НДС системы «крепь – грунтовый массив» при поэтапной разработке большепролетных выработок в малопрочных скальных грунтах.

Объект исследования – конструкции временной крепи/первичных обделок и вмещающие их скальные массивы низкой прочности в процессе раскрытия большепролетных выработок несколькими опережающими забоями.

Научная новизна работы заключается в следующем.

1. Определена область эффективного применения поэтапного раскрытия большепролетной выработки методом боковых пилот-тоннелей при заложении тоннелей в малопрочных скальных грунтах на глубине соизмеримой с пролетом выработки.

2. Выявлена динамика формирования напряженно-деформированного состояния системы «крепь – грунтовый массив» и установлены причинно-следственные связи, определяющие степень влияния технологических параметров проходческих работ в малопрочном скальном массиве на устойчивость выработки большого пролета, раскрытой до проектного сечения методом боковых пилот-тоннелей.

3. Обоснована необходимость анализа НДС армогрунтового массива, заключенного между внутренними диафрагмами (ядро сечения) с целью оценки его устойчивости при различных вариантах разрушения диафрагм.

4. Разработана методика и алгоритм решения задачи, позволяющие повысить достоверность прогноза напряженно-деформированного состояния системы «крепь – грунтовый массив» при раскрытии выработок большого сечения в малопрочном скальном массиве.

Теоретическая и практическая значимость работы заключается в следующем:

- представлены методические рекомендации, позволяющие с наибольшим приближением к натуре отразить в проектных расчетах технологические особенности выполнения проходческих работ, влияющих на распределение и значения расчетных усилий в крепи, на деформации грунтового массива и осадки земной поверхности;

- обоснованы практические предложения по дальнейшему совершенствованию организации проходческих работ с целью снижения конструктивных и технологических рисков в каждом забое взаимовлияющих смежных выработок, а так же обеспечения устойчивости раскрытой до проектного контура большепролетной выработки при разработке центрального ядра сечения;

- показано, что при строительстве станции метрополитена в условиях плотной городской застройки возможно прогнозировать геометрические параметры мульды оседания поверхности земли в процессе продвижения каждого из забоев и, как следствие, управлять этими параметрами, например, корректируя длину заходки при разработке центрального ядра сечения.

Методология и методы исследований. Основным методом при решении поставленных в работе задач являлся метод конечных элементов (МКЭ). При этом использовались сертифицированные специализированные геотехнические ПК MIDAS GTS NX и FLAC. Кроме того, в работе использованы отдельные элементы вероятностно-статистического метода системного анализа.

Положения, выносимые на защиту.

1. Обоснование целесообразности и эффективности метода боковых пилот-тоннелей для раскрытия большепролетных выработок в малопрочных скальных грунтах путем численного моделирования НДС грунтового массива и временной крепи.

2. Выявленные по результатам численного моделирования причинно-следственные связи, определяющие степень влияния технологических параметров проходческих работ на устойчивость выработки большого пролета, раскрытой до проектного сечения методом боковых пилот-тоннелей в малопрочном скальном массиве.

3. Методика прогноза и алгоритма НДС временной крепи/первичной обделки и грунтового массива, основанная на результатах трехмерного численного моделирования, применительно к условиям строительства односводчатой станции метрополитена в малопрочных скальных грунтах в г. Чунцин (КНР).

Степень достоверности.

Достоверность и обоснованность научных положений подтверждается корректным применением метода конечных элементов для решения задач геомеханики с использованием для численного моделирования современных сертифицированных и апробированных программных комплексов; удовлетворительным качественным и количественным совпадением результатов исследований автора с результатами, представленными в независимых источниках по данной тематике.

Личный вклад автора состоит в определении цели и в постановке задачи; в непосредственном участии при разработке концепции системного подхода к проведению исследований; в подготовке исходных данных и в построениях численных моделей для различных вариантов технологических схем проходческих работ; в анализе и интерпретации результатов вычислительных экспериментов; в разработке методики и алгоритма прогноза напряженно-деформированного состояния системы «крепь – грунтовый массив» и проведенной верификации

результатов исследований; в подготовке основных публикаций по выполненной работе.

Апробация работы.

Содержание и основные положения работы докладывались на научно-технических семинарах кафедры «Тоннели и метрополитены» ПГУПС, на X международной конференции «Проблемы прочности материалов и сооружений на транспорте» (Санкт-Петербург 2017 г.), на LXXVII Всероссийской научно-технической конференции студентов, аспирантов и молодых ученых (Санкт-Петербург, 2018 г.); на Международной научно-технической конференции «Современные задачи обеспечения проектирования, строительства и эксплуатационной надежности транспортных сооружений» (Москва, 2019 г.); на научном семинаре в ФГБОУ ВО СГУПС (Новосибирск, 2020 г).

Внедрение результатов работы. При строительстве станции «Северный вокзал» кольцевой линии в г. Чунцин (КНР): – были учтены рекомендации по закреплению забоя на торцевом участке станционного тоннеля. Результаты исследований использованы в учебном процессе, в частности, в рамках дисциплины «Инновационные технологии в тоннелестроении». Рабочая программа Б1.ВОД.5 для специальности 23.05.06 – «Строительство железных дорог, мостов и транспортных тоннелей» по специализации «Тоннели и метрополитены» (приложения А и Б).

Публикации. Основные результаты работы опубликованы в 7 научных статьях, в том числе 3 из них в изданиях, входящих в перечень ВАК Минобрнауки России.

Структура и объем работы. Диссертационная работа состоит из введения, четырех глав, заключения, списка литературы и приложений. Объем диссертации составляет 131 страница, включая 25 таблиц, 62 иллюстрации и 2 приложения. Список литературы содержит 82 наименования.

Автор благодарит своего научного руководителя и коллектив кафедры «Тоннели и метрополитены» ФГБОУ ВО ПГУПС за помощь, оказанную при работе над диссертацией.

1 СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА

1.1 Развитие транспортной инфраструктуры в КНР

Уровень развития транспортного комплекса страны, эффективность его работы тесно связаны с общим уровнем развития производительных сил, с техническим прогрессом в общественном производстве. Для стабилизации и устойчивого развития экономики любой страны, в том числе и Китая, на первый план выдвигается задача расширения сети магистральных дорог, увеличения объемов пассажирских и грузовых перевозок, дальнейшего совершенствования транспортной инфраструктуры крупных и крупнейших городов.

Строительство как железнодорожных, так и автодорожных магистралей сопряжено с большим объемом работ по строительству искусственных сооружений, включая тоннельные пересечения высотных, контурных и водных препятствий. С ростом городских территорий и увеличением количества автомобилей возрастают потребности в упорядочении транспортных артерий путем сооружения тоннельных объектов на кольцевых дорогах и на обходах крупных городов.

К концу 2019 года в Китае было построено 16084 железнодорожных тоннеля общей протяженностью 18041 км, строятся 2950 железнодорожных тоннелей общей протяженностью 6419 км и запланировано 6395 железнодорожных тоннелей общей протяженностью 16306 км. Только в 2019 году было сдано в эксплуатацию 967 железнодорожных тоннелей общей протяженностью 1710 км, в том числе 27 протяженных тоннелей длиной более 10 км. Предполагается, что к концу 2020 года общее количество железнодорожных тоннелей, введенных в эксплуатацию в Китае, достигнет 17000, а общая длина превысит 20000 км (рисунок 1.1) [1–7].

Таковыми же темпами ведется строительство тоннелей на скоростных автодорожных магистралях. За 6 лет в Китае было введено в эксплуатацию 7708 автодорожных тоннелей, в том числе 1175 протяженных общей длиной 5217,5 км. Только в 2019 году было сдано в эксплуатацию 2567 автодорожных тоннелей общей длиной 3026,6 км (рисунок 1.2) [8, 9].



Рисунок 1.1 – Диаграмма объемов строительства железнодорожных тоннелей в КНР с 2016 по 2019 год



Рисунок 1.2 – Диаграмма объемов строительства автодорожных тоннелей в КНР с 2013 по 2019 год

Одновременно с развитием транспортных тоннелей в крупных и крупнейших городах Китая быстрыми темпами решается проблема надежности, безопасности и

комфортности пассажирских перевозок за счет строительства новых и развития существующих линий метрополитена [10–14].

С тех пор, как в 1965 году была построена первая линия в Пекине, строительство метрополитена в Китае достигло значительного прогресса. В настоящее время метрополитен действует и продолжает развиваться в 43 городах. Общая протяженность линий метрополитена в конце 2019 г. составила 6730 км (рисунок 1.3 и таблица 1.1). За последние 10 лет в стране ежегодно вводилось в среднем 500 км линий в год (рисунок 1.4).



Рисунок 1.3 – Ранжирование городов в Китае по длине линий метрополитена

Таблица 1.1 – Действующие, строящиеся и планируемые метрополитены в КНР

Год ввода первой линии	Город	Протяженность линий, км	Число линий	Число станций	строятся, км	перспективная длина, км	год ввода перспективных линий
1969	Пекин	699,3	23	405	282,1	1177	до 2020 г.
1979	Гонконг	228	11	113	17		
1984	Тяньцзин	233,2	6	158	213,1	513	до 2020 г.
1993	Шанхай	705	16	415	241,5	1154	до 2023 г.
1996	Тайбэй (Тайвань)	153	8	127		230	До 2021 г.
1997	Гуанцжоу	513	14	271	310,4	800	до 2023 г.
2002	Чанчунь	100,2	5	92	60	324,4	до 2022 г.
2003	Далянь	153,6	4	68	83,3	298,6	до 2020 г.
2004	Ухань	339	9	228	230,35	400	до 2021 г.
	Чунцин	329	10	190	224,087	500	до 2020 г.
	Шэньцзэн	303,4	8	216	211,2	753	до 2022 г.
2005	Нанкин	378	10	174	185,56	1011,2	до 2030 г.
2008	Гаосюн(Тайвань)	53,4	3	52			
2010	Чэнду	302,285	7	207	390,892	512,7	до 2020 г.
	Шэньян	89,85	3	71	90	610	до 2023 г.
	Фошань	32,16	1	25	98,8	131	до 2022 г.
2011	Сиань	161,46	5	107	193,122	252,8	до 2020 г.
2012	Суцжоу	166	4	135	186,6	287,7	до 2024 г.
	Ханцжоу	206	5	120	313,77	423,5	до 2025 г.
	Куньмин	88,7	4	57	97,2	185,9	до 2022 г.
2013	Цжэнцжоу	151	5	97	192,872	586,1	до 2023 г.
	Харбин	31,3	2	27	60,779	92,3	до 2022 г.
2014	Нинбо	96	4	69	72,09	172	до 2020 г.
	Чанша	102,21	4	71	188,6	257,3	до 2022 г.
	Уси	61,3	2	49	83,5	118,9	до 2020 г.
2015	Циндао	176,6	4	86	187,99	332	до 2021 г.
	Наньчан	60,35	2	52	66,7	128,8	до 2021 г.
2016	Наньнин	81	3	66	48,5	128,2	до 2021 г.
	Хэфэй	94	3	80	86,1	175,6	до 2021 г.
	Дунгуань	37,8	1	15	130,3	307,8	до 2020 г.
	Фуцжоу	53,40	2	43	154,65	215,1	до 2025 г.
2017	Таюань (Тайвань)	51,03	1	21			
	Гуйян	35,11	1	25	117,12	78,1	до 2020 г.
	Шицзячжуан	46,13	2	35	34,6	81	до 2020 г.
	Сямэнь	71,9	2	56	110,08	267	до 2020 г.
2018	Урумч	27,613	1	21	47,9	64,4	до 2020 г.
2019	Вэньцжоу	53,5	1	18	121,27	80	до 2020 г.
	Цзинань	47,7	2	23	36,4	84,1	до 2021 г.
	Ланьчжоу	25,9	1	20	9,4	207	до 2020 г.
	Чанчжоу	34,2	1	29	19,86	208	до 2030 г.
	Сюйчжоу	21,97	1	18	42,38	104,8	до 2024 г.
	Хух-хото	21,719	1	20	27,3	49,02	до 2020 г.
	Макао	9,3	1	11	1,5		

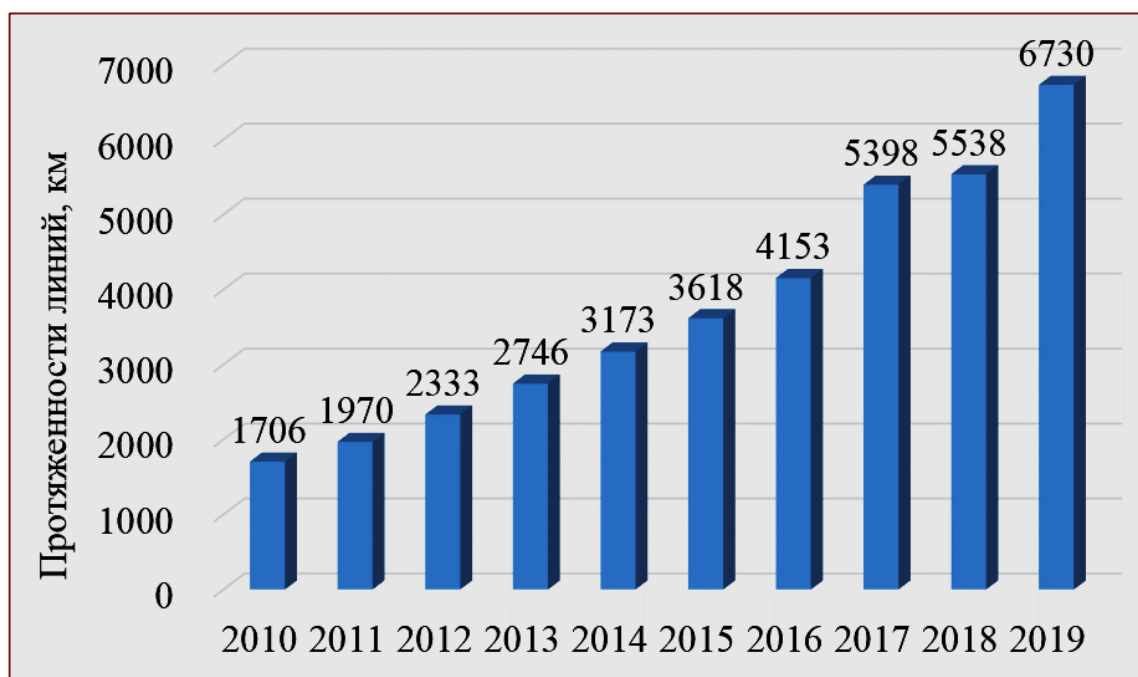


Рисунок 1.4 – Рост протяженности линий метрополитена в городах КНР за 10 лет

В общем объеме объектов тоннельного строительства значительную часть занимают транспортные тоннели и метрополитены с пролетом сооружений от 16 до 30 метров (трех или четырех полосное движение и развилки в автодорожных тоннелях, камеры стрелочных переводов в железнодорожных), а также тоннели на линиях метрополитенов (односводчатые станции и камеры съездов). Многие из этих большепролетных сооружений заложены в скальных массивах очень низкой прочности. Раскрытие большепролетной выработки, выбор и обоснование типа и конструкции временной крепи являются одним из ключевых вопросов, тесно связанных со способом раскрытия выработки до проектного контура (на полное сечение или по частям, если по частям, то в какой последовательности). Из-за ограниченной прочности грунтовых массивов площадь сечения каждой из выработок, раскрываемой одним забоем, должна контролироваться в определенном диапазоне. В противном случае из-за того, что сечение слишком велико, повышаются риски разрушения временной крепи и обрушения грунта в выработку.

Недостаточное обоснование конструктивно-технологических параметров временной крепи при проходке большепролетных выработок может привести к

аварийной ситуации. Так это случилось при строительстве односводчатой станции в г. Чунцин (рисунок 1.5) [15].

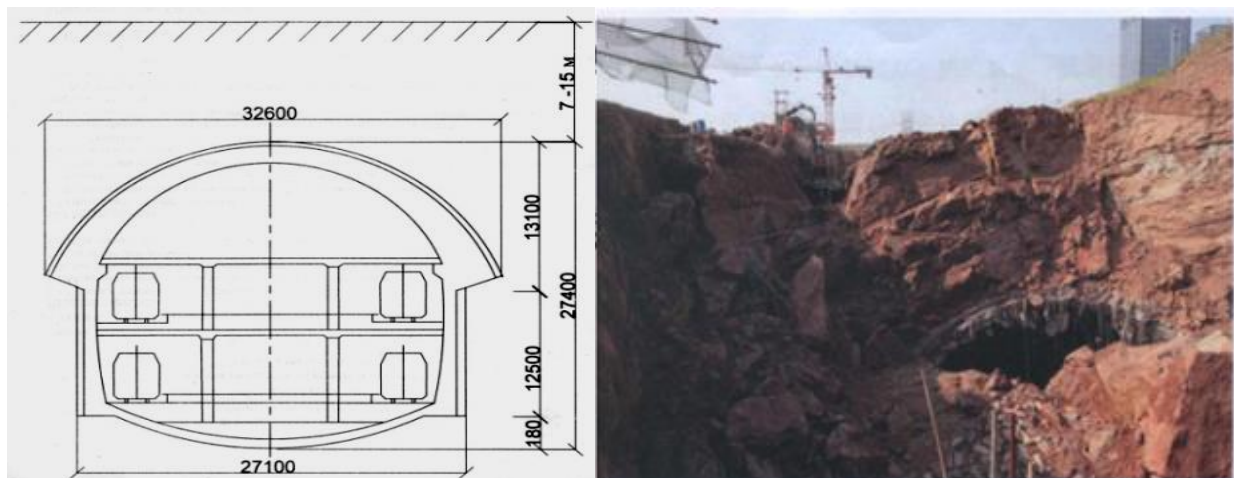


Рисунок 1.5 – Обрушение кровли при строительстве односводчатой станции метрополитена в г. Чунцин

Существенное влияние на характер формирования напряженно-деформированного состояния (НДС) крепи и грунтового массива оказывает последовательность разработки и опережение забоев каждой из выработок. В таких условиях важно спрогнозировать напряженно-деформированное состояние элементов временной крепи/первичной обделки на каждом этапе выполнения проходческих работ до возведения постоянной обделки. При этом в городских условиях особенно важно оценить степень влияния проходческих работ на поведение грунтового массива, окружающего тоннель, и прогнозировать в пределах нормированного допуска максимальную величину осадки поверхности земли.

Транспортные тоннели большого пролета и односводчатые станции метрополитенов, как правило, проектируются индивидуально, поскольку их стандартные методы проектирования еще не достаточно разработаны. Внедрение современных технологий в разнообразных инженерно-геологических условиях и различная глубина заложения линий метрополитена требуют принятия таких конструктивно-технологических решений, для которых недостаточно, а зачастую и невозможно использовать метод аналогий и повторных решений без

предварительной адаптации проекта к конкретным условиям строительства. В связи с этим возникает необходимость в проведении комплекса научных исследований и разработке на их основе методики прогноза НДС системы «крепь – грунтовый массив». Это позволит обоснованно принимать конструктивно-технологические решения, обеспечивающие высокие технологии проходческих работ и минимизацию конструктивных и технологических рисков при строительстве тоннелей большого пролета в малопрочных скальных грунтах.

1.2 Высокие технологии строительства транспортных тоннелей и метрополитенов горным способом в малопрочных скальных грунтах

Анализ мирового опыта строительства горным способом тоннелей большого пролета в малопрочных скальных грунтах показал, что современным требованиям «высоких технологий» отвечают три способа выполнения работ: технология поэтапного раскрытия выработки по новоавстрийскому способу (NATM), технология опережающего крепления кровли и лба забоя выработки (ADECO-RS – Analysis of Controlled Deformation in Rocks and Soils), норвежский метод тоннелестроения (NTM).

Концепция NATM – управление горным давлением путем корректировки конструктивно-технологических параметров временной крепи и обделки по данным мониторинга [16, 17, 18]. Эти данные получают непосредственно в процессе продвижения забоя. С продвижением забоя временная крепь деформируется и несет на себе часть нагрузки. Когда деформации первичной обделки достигнут предельно допустимых значений, бетонируют вторичную (постоянную) обделку. В результате на несущую обделку снижается нагрузка (до 30 %). При использовании новоавстрийского способа выработка раскрывается до проектного контура и поддерживается первичной обделкой до возведения постоянной обделки, которую бетонируют за один прием, начиная с фундамента и кончая сводом. Временное крепление каждой выработки осуществляется контурной крепью из набрызг-бетона, как правило, в комбинации с анкерами или с арками из прокатной стали или изготовленными из арматурных стержней, которые

устанавливаются с различным шагом. Форму поперечного сечения тоннеля рекомендовано принимать возможно близким к овальному очертанию.

При относительно благоприятных инженерно-геологических условиях сечение выработок с пролетом 12–16 м разбивается на 2–3 уступа (позиция I на рисунке 1.6). В менее благоприятных условиях устойчивость выработки повышают путем укрепления лба забоя грунтовым контрфорсом, представляющим собой выступающую на 2–3 м часть грунта, оставленную в середине забоя на каждой заходке (позиция II на рисунке 1.6).

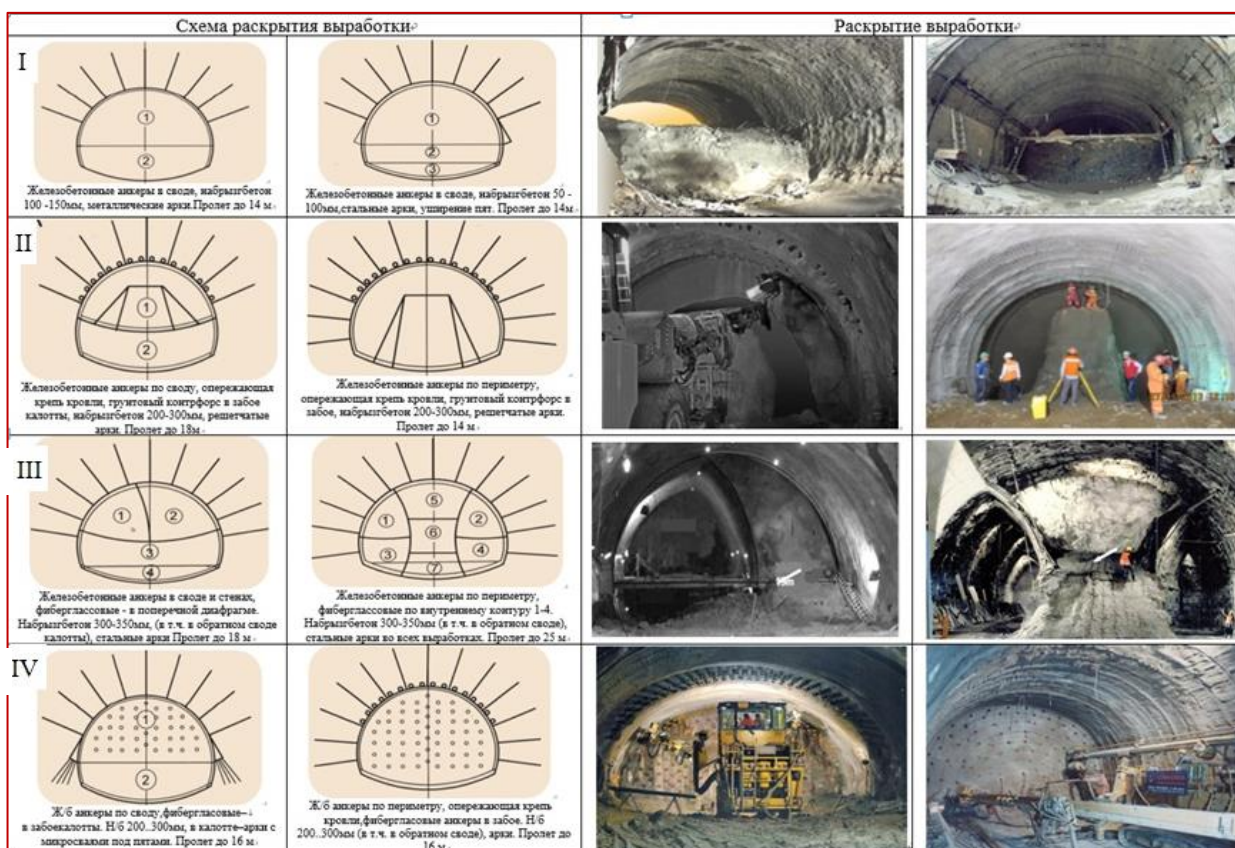


Рисунок 1.6 – Схемы выполнения проходческих работ в малопрочных скальных грунтах

С увеличением размеров проектного сечения выработки, либо снижения прочностных индексов показателей скального массива, площадь сечения каждой выработки, раскрываемой одним забоем, должна контролироваться в определенном диапазоне. В противном случае из-за того, что сечение слишком велико, выработка потеряет устойчивость. Поэтому количество последовательных этапов выполнения проходческих работ возрастает. Здесь раскрытие выработки можно вести либо по

схеме **центральной диафрагмы**, разделяя калотту на две последовательно разрабатываемых выработки большой площади, а затем поочередно нижние уступы, либо по схеме **боковых пилот-тоннелей**, разделяя всю площадь проектного сечения на более мелкие элементы (позиция III на рисунке 1.6).

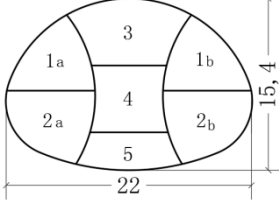
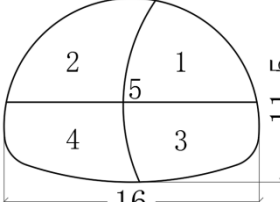
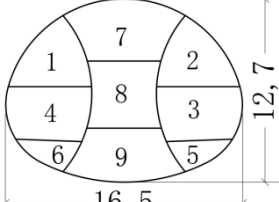
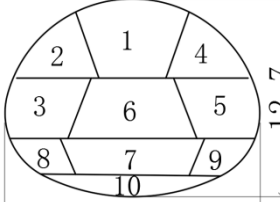
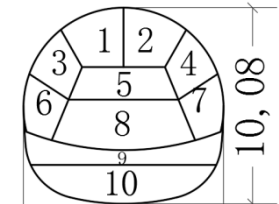
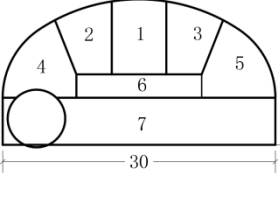
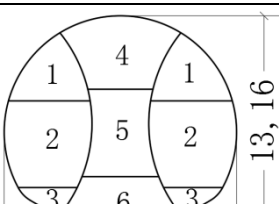
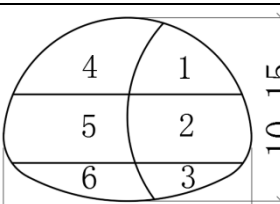
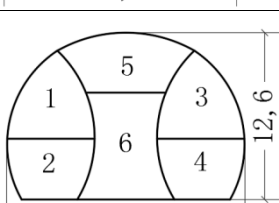
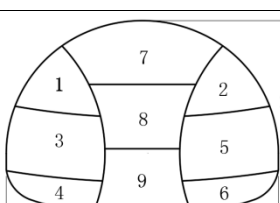
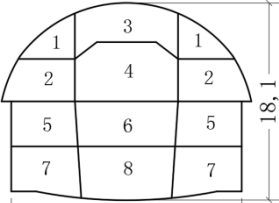
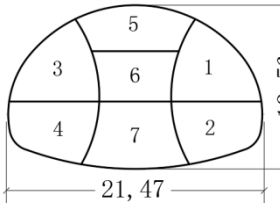
Примеры применения стадийной технологии раскрытия выработок несколькими опережающими забоями при строительстве транспортных тоннелей большого пролета и станций метрополитенов горным способом в малопрочных скальных грунтах приведены в таблице 1.2.

Стадийная технология раскрытия выработок пролетом более 18 м в скальных грунтах средней и низкой прочности методом опережающих забоев получила применение, начиная с конца 90-х годов [19–28].

Ниже приведены примеры выполнения работ, проведенных при проектировании и строительстве транспортных тоннелей большого пролета и односводчатых станций метрополитена в различных странах мира, показательные как с точки зрения размеров поперечного сечения выработки и принятой технологической схемы поэтапного ее раскрытия опережающими забоями, так и с позиций выполненных теоретических и натурных исследований.

Односводчатая станция «Petřiny» метрополитена в г. Прага (Чехия) расположена на глубине 38 м от земной поверхности в песчанистых сланцах и аргиллитах низкой прочности [29]. Станционный тоннель длиной 217 м вмещает островную платформу шириной 11,5 м и длиной 100 м. Площадь разработки поперечного сечения составляет 256 м² (ширина выработки 22 м и максимальная высота 15,5 м). Естественно, такое большое сечение тоннеля, осуществленного в конкретных геологических условиях, потребовало применения так называемой «вертикальной последовательности раскрытия» (проходка боковых пилот-тоннелей и центрального ядра (рисунок 1.7)).

Таблица 1.2 – Примеры технологических схем раскрытия большепролетных выработок в малопрочных скальных грунтах

Объект	Поперечное сечение и последовательность раскрытия выработки	Объект	Поперечное сечение и последовательность раскрытия выработки
Станция метрополитена «Petřiny» (Прага, Чехия)		Автодорожный тоннель «Amanosan» (Япония)	
Станция метрополитена «Omonia» (Афины, Греция)		Станция метрополитена «Ambelokipi» (Афины, Греция)	
Железнодорожный тоннель «PiranjaltunnelVA» (Индия)		Станция метрополитена «72ndStreet» (Нью-Йорк, США)	
Станция метрополитена «PlazaEgařa» (Сантьяго, Чили)		Станция метрополитена «LosOrientales» (Сантьяго, Чили)	
Автодорожный тоннель «Nakim» (Тегеран, Иран)		Станция метрополитена «NorthRailwayStation» (Чунцин, Китай)	
Станция метрополитена «Xinggongjie» (Далянь, Китай)		Автодорожный тоннель «Longtoushan» (Гуандун, Китай)	

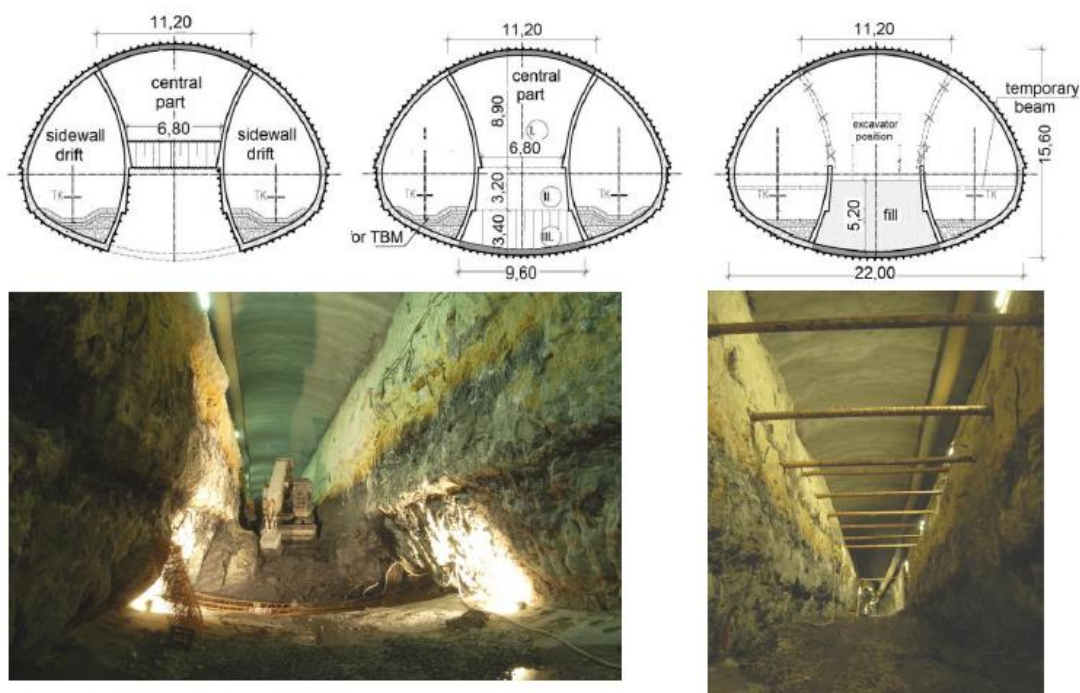


Рисунок 1.7 – Последовательность раскрытия выработки односводчатой станции метрополитена в Праге

Основная вертикальная последовательность разработки была далее разделена горизонтально на три уровня в проходке боковых тоннелей и в центральном ядре. Первичная обделка толщиной 400–500 мм была установлена на внешних сторонах боковых тоннелей, в то время как временная крепь со стороны центрального ядра была толщиной 300–425 мм. Следует отметить, что особое внимание при детальном проектировании было уделено вопросу технологии разработки центрального ядра сечения. Вариант № 1 предполагал постепенное разрушение временных стен в пилот-тоннелях (диафрагм) одновременно с разработкой центрального ядра. Вариант № 2 предполагал, что диафрагмы будут сохраняться в течение разработки центрального ядра (на всех уровнях разработки ядра), и они будут удалены только после замыкания обратного свода полностью раскрытой выработки. После продолжительного обсуждения вариантов с целью минимизации риска обрушения скального массива, заключенного между железобетонными диафрагмами, был принят к производству второй вариант. Несмотря на сложные инженерно-геологические условия строительство станции было успешно завершено. Осадки поверхности земли составили 10–18 мм. Предварительный

прогноз осадок земной поверхности при проходке стационарного тоннеля, выполненный на двумерных численных моделях, был определен в пределах величин 45–50 мм.

Подземная автодорожная развязка в пригороде Праги помимо основного тоннеля включала выработки различного пролета, в том числе большепролетную камеру в местах развилки автодороги [29].

Проходка всех выработок осуществлялась в слабых мергелях по технологии NATM с разработкой грунта комбайном со стреловым исполнительным органом. Основные показатели, характеризующие размеры сечения выработок и элементы крепи приведены в таблице 1.3. Здесь же приведены максимальные значения вертикальных деформаций временной крепи, зафиксированные перед устройством монолитной бетонной обделки.

Таблица 1.3 – Геометрические параметры выработок автодорожного тоннеля

Площадь сечения выработки, м ²	Пролет выработки, м	Высота выработки, м	Толщина набрызг-бетонной крепи, усиленной решетчатыми арками, мм	Толщина бетонной обделки, мм	Максимальные деформации временной крепи в своде, мм
130,0	12,69	11,08	300	400	35
166,2	14,66	13,26	350	450	40
217,0	17,60	14,53	400	500	42
222,0	18,36	14,23	400	600	35
322,0	23,78	15,90	700	600	

На рисунке 1.8 показаны этапы раскрытия выработки пролетом 23,8 м, высотой 15,9 м и длиной 54 метра на участке развилки автодороги.

Вначале на всю длину камеры были пройдены боковые пилот-тоннели с очертанием сечения в виде «готической арки». Пилот-тоннели проходили способом уступа. Крепление со стороны проектного контура камеры осуществлялось решетчатыми арками, омоноличенными набрызг-бетоном в два слоя, и железобетонными анкерами длиной 8 м. Со стороны оси тоннеля набрызг-бетон наносили в один слой и усиливали крепь фиброглассовыми анкерами длиной 4 м, стержни которых легко срезались фрезерной головкой проходческого

комбайна при разработке грунта в средней части сечения. После проходки пилот-тоннелей (на рисунке 1.9, а) разрабатывали грунт калотты и закрепляли ее свод набрызг-бетоном, наращивали арматурные арки и устанавливали железобетонные анкеры, и наносили второй слой набрызгбетона (на рисунке 1.9, б). На следующем этапе разрабатывалась средняя штросса и лоток камеры. После завершения проходческих работ и устройства пленочной гидроизоляции по всему периметру снизу вверх бетонировалась обделка тоннеля.

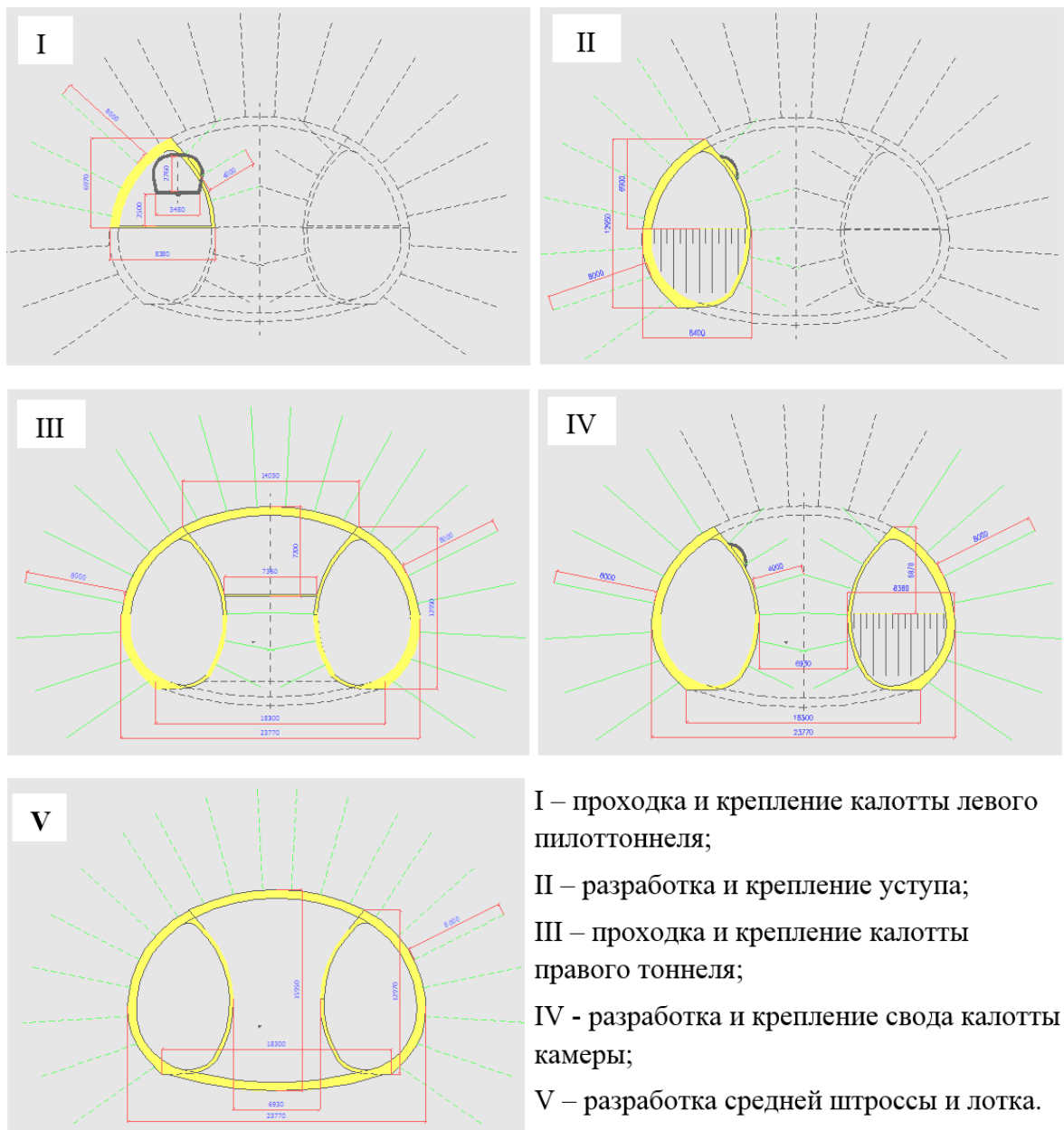


Рисунок 1.8 – Этапы раскрытия выработки автодорожного тоннеля

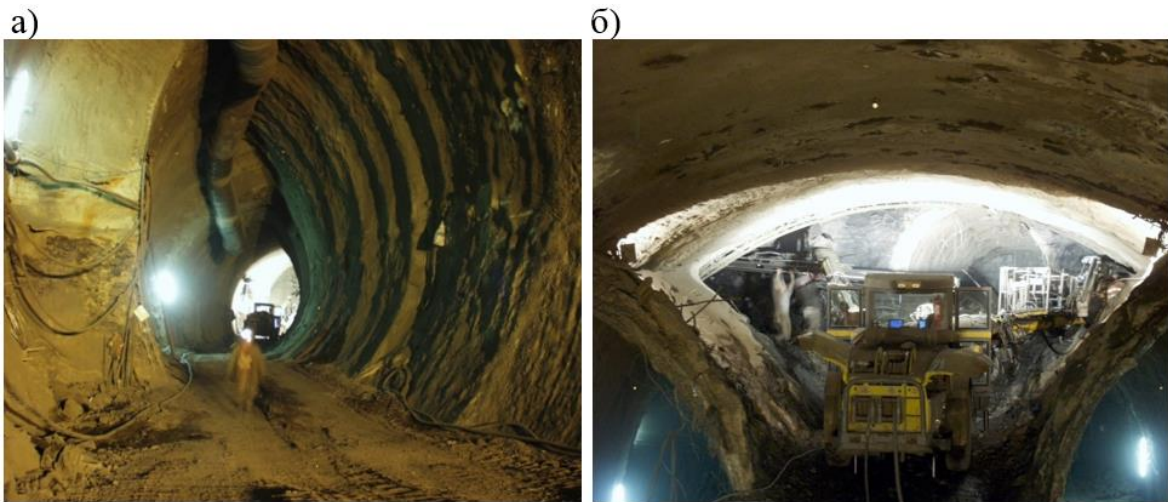


Рисунок 1.9 – Пилот-тоннель на временной крепи (а) и раскрытие калотты (б)

Автодорожный тоннель «Amanosan» в Японии с тремя полосами движения проложен в основном в сильновыветрелых малопрочных песчаниках и гравелистых четвертичных отложениях с модулем деформации равным 160–230 МПа. Максимальная глубина заложения тоннеля составляет 18,2 м. Площадь сечения выработки овальной формы шириной 16 м и высотой 11,5 м составляет 145 м². Для обеспечения устойчивости выработки и минимизации осадок земной поверхности в процессе ведения проходческих работ в столь слабых грунтах был предложен метод центральной диафрагмы (рисунок 1.10) [30].

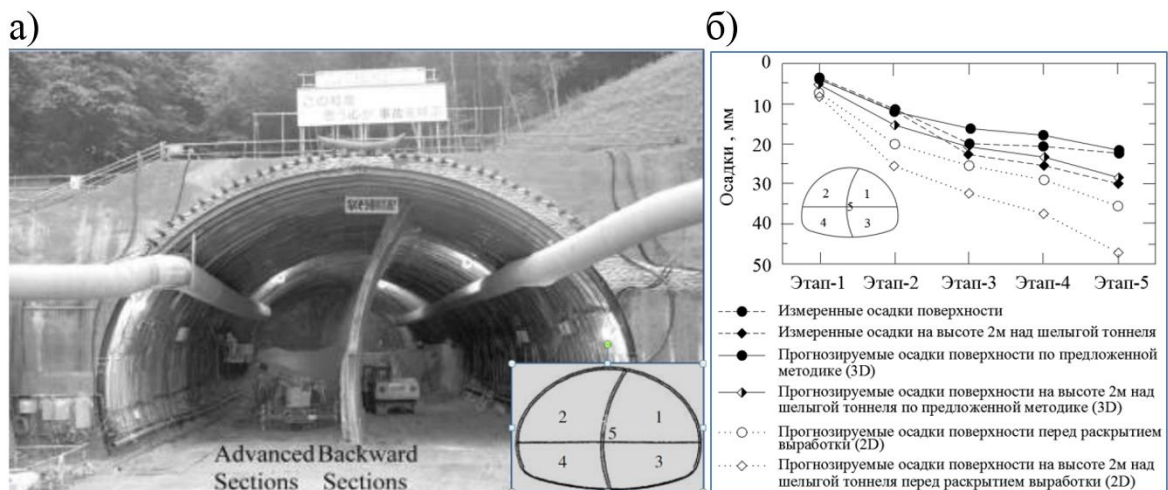


Рисунок 1.10 – Метод центральной диафрагмы при строительстве тоннеля «Amanosan» в Японии (а); осадки шельги свода и поверхности земли в процессе поэтапной проходки (б)

Предварительные исследования с целью оценки устойчивости выработки, пройденной методом центральной диафрагмы включали численное моделирование, выполненное на двумерных (2D-FEM) и трехмерных моделях (3D-FEM).

Особый интерес в свете решения задач, поставленных в диссертации, представляет опыт строительства транспортного тоннеля в Гуандуне (КНР). Крупнейший автодорожный тоннель Longtoushan, выполнен в виде двух параллельных тоннелей с четырехполосным движением в каждом. Каждый из тоннелей имеет максимальную ширину в проходке 21,47 м и максимальную высоту 13,56 м. Площадь выработки составляет 230 м² (включая обратный свод) (рисунок 1.11).

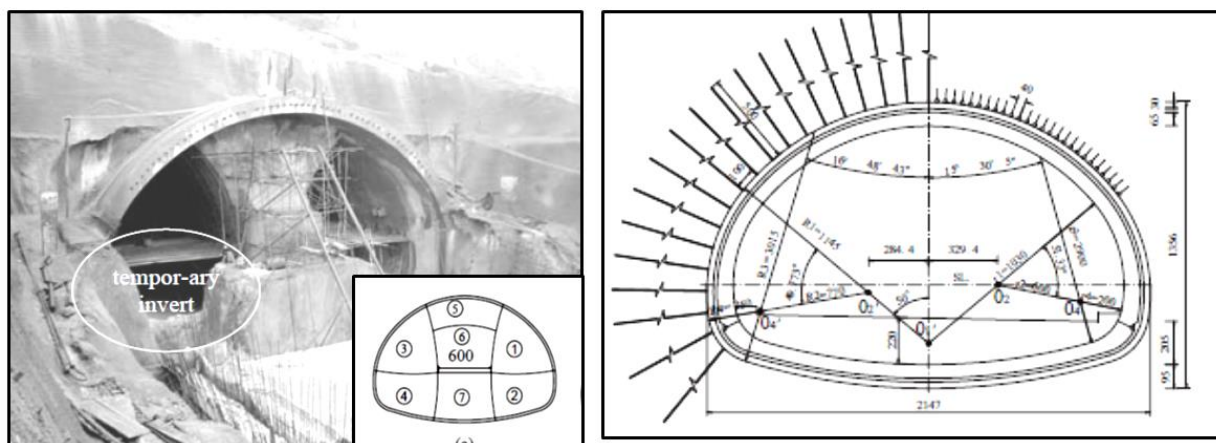


Рисунок 1.11 – Автодорожный тоннель Longtoushan (КНР)

Тоннель Longtoushan проложен в сильно выветренных гранитах IV–V категории (Классификация горных массивов на основе кодекса для проектирования автодорожных тоннелей в КНР). На участках, где прочность грунта в массиве соответствует четвертому классу, сооружение тоннеля велось по стадийной технологии методом боковых пилот-тоннелей. Система временной крепи/первичной обделки выработки состояла из железобетонных анкеров длиной 5 м, двутавровых стальных арок и слоя набрызг-бетона толщиной 250–300 мм [31].

Предварительный анализ устойчивости большепролетной выработки при поэтапной технологии выполнения проходческих работ был проведен методом физического моделирования. Затем было выполнено двумерное численное моделирование методом конечных элементов. Результаты исследований показали

целесообразность применения метода боковых пилот-тоннелей на участках тоннеля в сильно выветрелых скальных грунтах. В процессе строительства тоннеля Longtoushan выполнялся геодезический мониторинг, который включал контроль конвергенции (схождение) стен боковых пилот-тоннелей и осадок шельги свода пилот-тоннелей при разработке ядра сечения (рисунок 1.12).

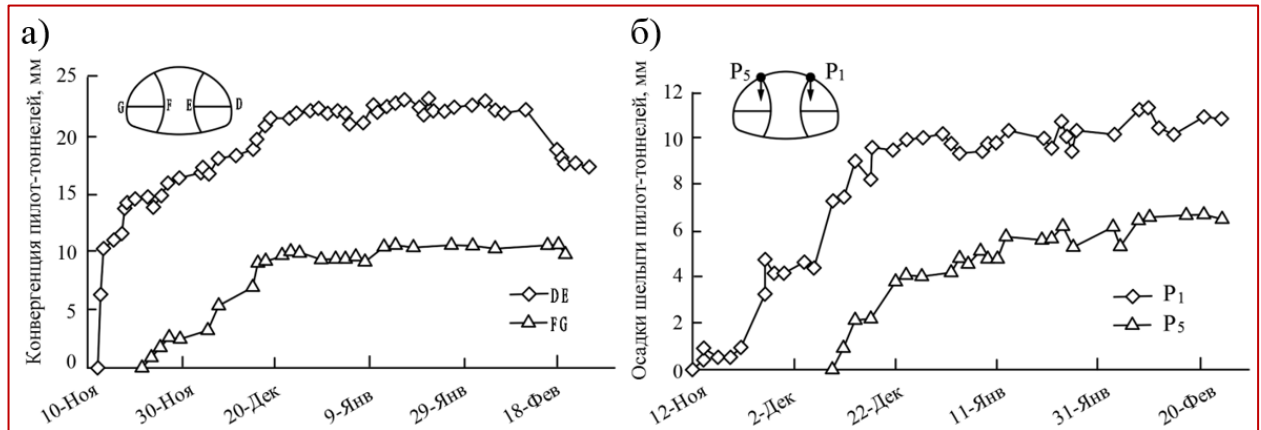


Рисунок 1.12 – Конвергенция боковых пилот-тоннелей (а) и осадки шельги свода пилот-тоннелей (б) по результатам мониторинга в тоннеле Longtoushan на участке малопрочных скальных грунтов

Сооружение тоннельного пересечения Longtoushan было завершено успешно, обрушений или несчастных случаев во время строительства не было.

Начиная с 1997 г. при строительстве линий метрополитена в Сантьяго проходка перегонных и станционных тоннелей осуществляется горным способом по технологии NATM, включая выработки большого пролета. На рисунке 1.13 показан фрагмент строительства и схема раскрытия выработки способом центральной диафрагмы при сооружении станции метрополитена в малопрочных скальных грунтах [32, 33].

Сущность метода ADECO-RS, разработанного и научно обоснованного итальянскими специалистами, заключается, в том, что устойчивость большепролетной выработки, помимо закрепления грунта по периметру ее поперечного сечения, обеспечивается стабильностью грунта впереди лба забоя за счет устройства опережающей крепи (позиция IV на рисунке 1.6) [34, 35, 36].

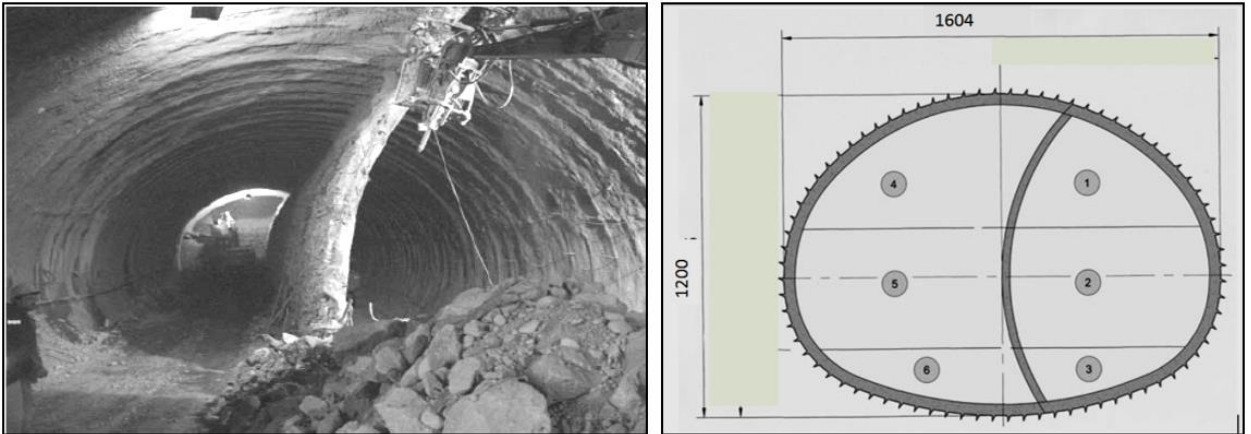


Рисунок 1.13 – Сооружение станции метрополитена методом центральной диафрагмы (Сантьяго)



Рисунок 1.14 – Проходка выработки с большим сечением сплошным забоем в малопрочных грунтах с опережающей крепью (метод ADECO-RS)

В качестве армирующих конструкций используются специальные стекловолоконные элементы длиной 20–30 м (рисунок 1.14). Метод позволяет разделить сечение тоннеля на более крупные элементы или вести проходку сплошным забоем.

Практический опыт применения метода на сооружении транспортного тоннеля при строительстве магистрали «Адлер-Красная поляна» показал его эффективность при проходке сплошным забоем выработок пролетом до 18 м.

Однако об успешном использовании ADECO-RS при сооружении тоннелей большего сечения неизвестно. Вероятно, в подобных случаях это связано с большой трудоемкостью работ и увеличением возможных рисков потери устойчивости выработки.

Концепция норвежского метода (NTM) первоначально разрабатывалась для сооружения тоннелей в скальных грунтах, разрушаемых буровзрывным способом [37]. Комбинированная крепь включала набрызг-бетонное покрытие разной толщины и анкеры, установленные с различным шагом. Однако в 1990-х годах диапазон инженерно-геологических условий, на которые распространяются рекомендации по применению метода, расширился в область слабых неустойчивых грунтов, и соответственно были внесены изменения в рекомендации по устройству комбинированной крепи с усилением ее металлическими арками. При NTM делается акцент на тщательном описании геологических и геотехнических особенностей проекта. На основании анализа и статистической обработки большого количества данных, полученных по результатам мониторинга при строительстве подземных сооружений в разнообразных инженерно-геологических условиях, разработаны рекомендации (на уровне официального документа) для обоснования конструктивного решения крепи.

Сущность метода заключается в следующем. В зависимости от качества скального массива и пролета выработки назначается конструкция временной крепи/первичной обделки. Для оценки качества грунтового массива и выбора соответствующей крепи выработки пользуются эмпирической системой Q, основанной на классификации RQD (Rock Quality Designation). Классификация RQD включена и в российский межгосударственный стандарт (ГОСТ 25100-2020 Грунты. Классификация) [38].

Таким образом, конструктивные параметры крепи практически детерминированы обобщенным критерием Q (мониторинг выполняют только в критических ситуациях). Отсюда следует, что NTM является не способом строительства тоннелей, а совокупностью методик, определяющих в итоге только конструктивные параметры крепи в конкретных инженерно-геологических

условиях в предположении, что выработка до проектного сечения раскрывается за один прием. При больших пролетах выработки это возможно осуществить только в прочных и очень прочных скальных грунтах.

В России сооружение тоннелей большого пролета (30 и более метров) осуществлялось при строительстве подземных залов гидроэлектростанций в прочных и очень прочных скальных грунтах. На линиях метрополитена в относительно слабых грунтах (плотные глины, глинистые сланцы, сильнотрещиноватые известняки) получили развитие станции со сборными сводами, обжатые на породу. Конструктивно-технологические решения этих станций соответствуют инженерно-геологическим условиям строительства и основаны на классическом способе опорного ядра. Своды опираются на массивные бетонные опоры, возведенные в предварительно пройденных тоннелях кругового очертания. (Санкт-Петербург, Москва) [39–42].

По технологической схеме способа опорного ядра сооружена и станция метрополитена в Екатеринбурге [43, 44]. Станция проходит на глубине порядка 27 м в вулканогенных метаморфизированных скальных грунтах, представленных преимущественно порфиритами и туфами порфиритов с коэффициентом крепости $4 \leq f \leq 6$. Размеры поперечного сечения выработки станционного тоннеля составляют 22,5 м×13,95 м. Сооружение станции велось горным способом с применением тоннелепроходческого комбайна. Массивные бетонные стены опоры выполнены в штольнях большого сечения, образованных в результате демонтажа обделки тоннелей, пройденных перегонными щитами, и доработки сечения выработки (рисунок 1.15).

Затем сразу на все сечение сводовой части станционной выработки разрабатывали калоттный профиль с устройством первичного арочно-набрызг-бетонного свода тоннеля толщиной 35 см, который опирался на стены. Далее возводили вторичную монолитную железобетонную обделку свода, разрабатывали ядро станции, дорабатывали грунт лотковой части и бетонировали обратный свод. Детальное исследование НДС системы «крепь – грунтовый массив» ограничилось только процессом сооружения калоттной части станции.

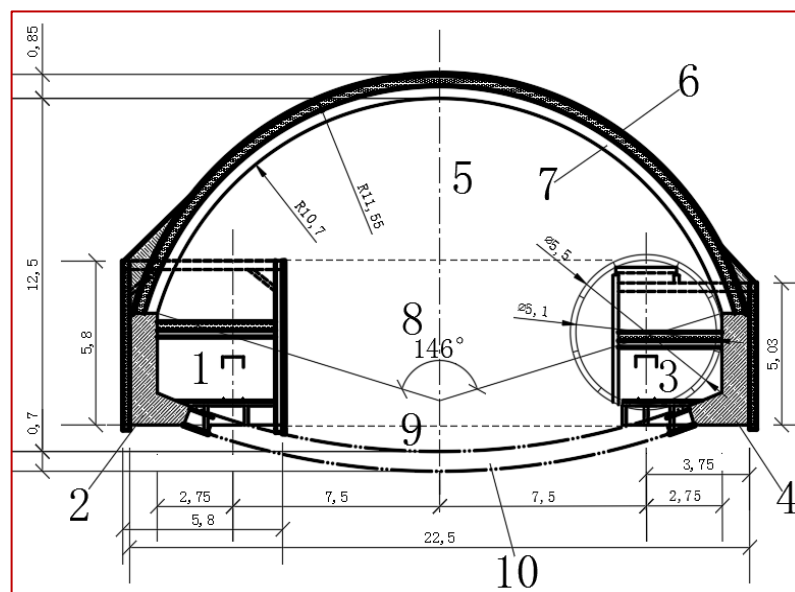


Рисунок 1.15 – Последовательность работ по сооружению односводчатой станции (г. Екатеринбург): 1 – проходка правого опорного тоннеля; 2 – сооружение правой опоры; 3 – проходка левого опорного тоннеля; 4 – сооружение левой опоры; 5 – разработка калотты; 6 – возведение арочно-набрызг-бетонной крепи; 7 – бетонирование железобетонного свода; 8 – разработка ядра; 9 – разработка лотка; 10 – бетонирование обратного свода

Заканчивая обзор инновационных технологий сооружения горным способом тоннелей большого пролета в малопрочных скальных грунтах, следует отметить приоритет новоавстрийского способа по стадийной технологии раскрытия выработки опережающими забоями. Этот метод проходки тоннеля может существенно снижать негативные воздействия на окружающий скальный массив, а временная крепь/первичная обделка в опережающих выработках небольшого пролета позволяет лучше контролировать устойчивость окружающего грунта.

Проведенный анализ показал, что транспортные тоннели большого пролета и односводчатые станции метрополитенов, как правило, проектируются индивидуально, поскольку их стандартные методы проектирования еще не достаточно разработаны. Не всегда приемлем традиционный подход и менее всего допустимы «волевые» решения при строительстве уникальных сооружений в подземном строительстве.

Расчетно-теоретическое обоснование проектных решений выполняется для каждого конкретного объекта двумерным численным моделированием методом конечных элементов. Расчетная схема метода конечных элементов в плоской постановке задачи предполагает определенные допущения, которые не позволяют адекватно отразить особенности технологического решения при поэтапном раскрытии выработки большого пролета опережающими забоями.

Поэтому большое значение приобретают научные методы исследования с использованием математического моделирования, но при этом должен быть обязательно осуществлен системный подход к установлению причинно-следственных связей силового взаимодействия элементов крепи/первичной обделки и грунтового массива в процессе стадийного раскрытия большепролетной выработки до проектного сечения.

1.3 Цель и задачи исследований

Инновационная технология сооружения тоннелей большого пролета, заложенных в малопрочных скальных массивах, с поэтапным раскрытием выработки несколькими опережающими забоями является модификацией метода НАТМ. Публикации на эту тему появились в начале 90-х годов и до настоящего времени имеются только в зарубежных источниках (Barton, Brown E.T., E. Hoek, P. Lunardi, P. Marinos, P. Průška, M. Šejnoha, J.S. Tang, S.Y. Liu, L.Y. Tong, N. Tomisawa, M. Tamotsu). В каждой из этих работ освещается практический опыт строительства конкретного объекта, достигнутые успехи как с точки зрения снижения финансовых затрат, так и с позиций снижения трудоемкости работ и сокращения времени строительства.

Следует отметить тенденции совершенствования технологии НАТМ, направленные на развитие теоретической базы метода при раскрытии выработок большого пролета несколькими опережающими забоями в малопрочных скальных массивах. Однако в публикациях отсутствуют сведения о системных научных исследованиях, проведенных с целью обоснования принятых конструктивно-

технологических решений при строительстве столь сложных и ответственных объектов.

С расчетной точки зрения в настоящее время в практике проектирования подземных сооружений общей тенденцией является верификация не только отдельных ПК (MIDAS, PLAXIS, FEM-models, Z-Soil и т.д.), но и самого МКЭ применительно к различным классам задач подземного строительства. Здесь остается большое количество нерешенных вопросов. Одной из наиболее важных и острых проблем является установление границ применимости к таким задачам, как проходка большепролетных выработок, как самого МКЭ, так и отдельных реализующих этот метод программ, поскольку это очень ответственные и очень сложные для производства работ сооружения.

Внедрение современных технологий в разнообразных инженерно-геологических условиях и различная глубина заложения тоннелей большого пролета требуют принятия таких конструктивно-технологических решений, для которых недостаточно – а зачастую и невозможно – использовать метод аналогий и повторных решений без предварительной адаптации проекта к конкретным условиям строительства.

Сложность аналитических решений в плоской постановке задачи о НДС системы «крепь – грунтовый массив» с учетом последовательности раскрытия выработки и поэтапного возведения временной крепи/первичной отделки вынуждает прибегать к различного рода допущениям, идеализирующим действительную физическую картину явления. Те же недостатки присущи и плоским моделям метода конечных элементов. Это существенно снижает точность решения задачи и достоверность результатов. В связи с этим новая технология поэтапного раскрытия выработки во многом опирается на эмпирику, и подбор параметров крепи приходится корректировать на месте, чтобы минимизировать конструктивные и технологические риски. Такой подход к решению многокритериальной задачи приводит к неоправданно завышенным объемам работ и увеличению материалоемкости тоннельных конструкций. Добиться эффективных решений возможно только при учете в теоретических исследованиях

с большей точностью и достоверностью технологических особенностей раскрытия большепролетных выработок, влияющих на характер формирования НДС системы «крепь – грунтовый массив». Поэтому особое значение приобретают научные методы исследования с использованием численного моделирования в пространственной постановке задачи, а также сочетания 2D- и 3D-моделирования.

В связи с этим возникает необходимость в проведении комплекса научных исследований и разработке на их основе методики прогноза НДС системы «крепь – грунтовый массив». Это позволит обоснованно принимать конструктивно-технологические решения, обеспечивающие высокие технологии проходческих работ и минимизацию конструктивных и технологических рисков при строительстве тоннелей большого пролета в малопрочных скальных грунтах.

Результаты такого научного исследования имеют важное рекомендательное значение и ценность для подобных проектов не только в Китае, но также могут быть использованы в качестве альтернативных решений при рассмотрении вариантов сооружения односводчатых станций на линиях метрополитена в городах Красноярск, Челябинск, Екатеринбург, где линии метро заложены в скальных массивах средней и низкой прочности. Исходя из вышеизложенного определились цель и задачи исследований.

Цель исследований – повышение эффективности и безопасности проходки тоннельной выработки большого пролета в малопрочных скальных грунтах при ее поэтапном раскрытии опережающими забоями на основе прогноза напряженно-деформированного состояния (НДС) системы «крепь – грунтовый массив».

Для достижения поставленной цели необходимо было решить следующие задачи:

1. Оценить степень влияния различных способов раскрытия выработок большого пролета опережающими забоями на устойчивость выработки при поэтапном выполнении проходческих работ.

2. Выявить основные закономерности изменения НДС системы «крепь – грунтовый массив» при раскрытии выработки методом боковых пилот-тоннелей

опережающими забоями на каждом этапе выполнения проходческих работ в малопрочных скальных массивах.

3. Изучить процесс формирования НДС грунтового массива и крепи с целью выявления зон концентрации напряжений и повышенных деформаций на каждом из этапов продвижения забоев опережающих выработок вплоть до раскрытия тоннеля до проектного сечения.

4. Разработать практическую методику прогноза НДС грунтового массива и временной крепи с учетом поэтапного раскрытия выработки большого пролета опережающими забоями в скальных массивах низкой прочности.

5. Выполнить верификацию основных положений разработанной автором методики путем сравнительного анализа результатов прогноза НДС крепи и вмещающего выработку грунтового массива с данными, представленными в независимых источниках по данной тематике.

Методологической основой данной работы является системный метод. Системный метод основан на анализе и обобщении основных и практических работ в области геомеханических процессов при производстве проходческих работ в скальных грунтах по стадийной технологии строительства тоннелей большого сечения.

Основная концепция, определяющая содержание и объем исследований заключается в том, что прогноз геомеханических процессов и обоснование конструктивно-технологических параметров при раскрытии выработок большого сечения следует проводить на основе численных решений математической модели в объемной постановке задачи с учетом принятой схемы разработки и размеров опережающих забоев. При этом геомеханическая модель грунтового массива должна отвечать деформационным характеристикам вмещающих грунтов. В рамках принятой концепции, исследования проводились в три этапа:

1. Выбор и обоснование метода выполнения проходческих работ при стадийной технологии раскрытия выработки в малопрочных скальных грунтах.

2. 2D-численный анализ НДС крепи/первичной обделки и скального массива при выполнении проходческих работ с раскрытием выработки методом боковых пилот-тоннелей.

3. Прогноз геомеханических процессов при стадийной технологии раскрытия выработки односводчатой станции метрополитена в г. Чунцин (КНР) в объемной постановке задачи.

Решение поставленных в работе задач выполнялось с использованием разработанных автором плоских и пространственных численных моделей, построенных в программных геотехнических комплексах FLAC и MIDAS GTS NX, реализующих метод конечных элементов.

Для анализа степени влияния различных параметров, характеризующих прочностные и деформационные свойства грунтового массива на НДС рассматриваемой системы, использованы методы математической статистики.

2 ВЫБОР И ОБОСНОВАНИЕ МЕТОДА ВЫПОЛНЕНИЯ ПРОХОДЧЕСКИХ РАБОТ ПРИ СТАДИЙНОЙ ТЕХНОЛОГИИ РАСКРЫТИЯ ВЫРАБОТКИ В МАЛОПРОЧНЫХ СКАЛЬНЫХ ГРУНТАХ

2.1 Общие положения

При раскрытии большепролетной выработки выбор и обоснование типа и конструкции временной крепи являются одним из ключевых вопросов, тесно связанных со способом раскрытия выработки до проектного контура (на полное сечение или по частям, если по частям, то в какой последовательности). Из-за ограниченной прочности грунтовых массивов площадь сечения каждой из выработок, раскрываемой одним забоем, должна контролироваться в определенном диапазоне. В противном случае из-за того, что сечение слишком велико, повышаются риски разрушения временной крепи и обрушения грунта в выработку.

В скальных грунтах различной прочности широкое распространение получил горный способ сооружения односводчатых станций с обделкой из монолитного бетона. В прочных скальных массивах такое довольно простое конструктивное решение подземного сооружения позволяет вести проходческие работы высокими темпами и с минимальными материальными и финансовыми затратами. Однако по мере уменьшения прочности грунта и увеличения пролета выработки сложность раскрытия выработки увеличивается, возрастают риски обрушения. В такой ситуации важным вопросом является обоснованное определение типа и конструкции временной крепи/первичной обделки, что неотделимо связано с выбором метода раскрытия выработки до проектного контура – на полное сечение или по частям. При раскрытии сечения по частям, необходимо определить число и последовательность раскрытия опережающих забоев. Площадь сечения выработок, раскрываемых каждым забоем, должна контролироваться в соответствующем диапазоне, это обусловлено ограниченной прочностью грунтовых массивов. Если сечение опережающей выработки

относительно большое, повышаются риски разрушения временной крепи и обрушения грунта в выработку [45, 46].

Очевидно, что в малопрочных скальных и полускальных грунтах для большепролетных выработок невозможно выполнить проходку способом сплошного забоя или уступным способом. В таких условиях будет не эффективным и способ опертого свода, отличающийся большими трудовыми, материальными и финансовыми затратами. Проведенный в первой главе анализ мирового опыта строительства тоннелей большого пролета показал, что в малопрочных скальных и полускальных грунтах, приоритетным является новоавстрийский способ при стадийной технологии раскрытия выработки опережающими забоями по схеме либо центральной диафрагмы, либо боковых пилот-тоннелей.

Многие из вновь строящихся станций метрополитена расположены в скальных грунтах различной прочности. В таких городах Китая как Чунцин, Шэньчжэн, Циндао на большинстве вновь строящихся линий метрополитена строительство станционных комплексов осуществляется закрытым способом в скальных грунтах различной прочности [23, 47]. Значительные по величине пассажирообороты на многих станциях обусловили необходимость увеличить ширину посадочной платформы до 15 м. Из многообразия конструктивных решений и технологических приемов строительства следует выделить односводчатые и колонные станции, которые сооружаются горным способом с обделкой из монолитного бетона (рисунок 2.1).

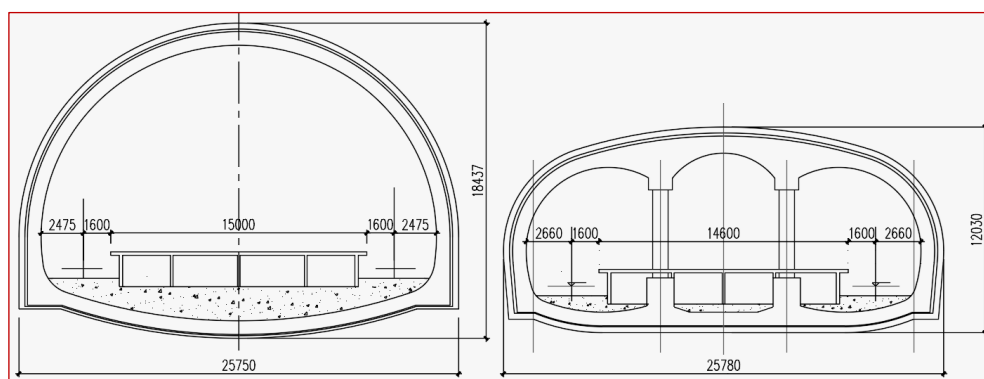


Рисунок 2.1 – Конструкции станций метрополитена с увеличенной шириной платформы

При этом во многих случаях предпочтение отдается односводчатым станциям с обделкой из монолитного железобетона. Пролет выработки в зависимости от ширины платформы составляет 22–25 м, а ее площадь – 200–250 м².

Для сравнительного анализа степени устойчивости выработки при различных технологических схемах выполнения проходческих работ, с учетом пролета выработки, инженерно-геологических условий и опыта строительства тоннелей пролетом 18–25 м в малопрочных скальных грунтах, были выбраны два варианта из технологических схем раскрытия выработки, представленных на рисунке 1.6 (позиция III) (см. п. 1.2):

- раскрытие выработки по схеме боковых пилот-тоннелей;
- раскрытие выработки по схеме центральной диафрагмы.

2.2 Постановка задачи и построение моделей

Численный анализ формирования напряженно-деформированного состояния системы «крепь – грунтовый массив» требует предварительного анализа «физики» силового взаимодействия крепи и грунтового массива, знания типов грунтовых моделей и общих принципов конечно-элементного моделирования, а также наличия надежных результатов верификации применения тех или иных программных комплексов.

Проходка выработки, связанная с удалением некоторого объема грунта из массива, приводит к нарушению существовавшего в массиве равновесия и изменению начального поля напряжений. В окрестности выработки происходят процессы деформирования и разрушения грунта. Грунтовый массив является не только сложной физической средой, создающей нагрузку, но и средой, вступающей в активное взаимодействие с конструкцией подземного сооружения. Механические процессы деформирования в грунтовом массиве носят нелинейный, временной характер. Очевидно, что математическое описание механических процессов в такой среде является крайне затруднительным. Это обстоятельство вынуждает в качестве объекта исследования рассматривать не реальный грунтовый массив, а некоторую систему, обеспечивающую достижение близкой аналогии

геомеханических процессов, происходящих в реальном массиве. Поэтому при построении численной модели необходимо прежде определиться с геомеханической моделью, которая с наибольшей степенью приближения отображала бы свойства реального грунтового массива и закономерности изменения этих свойств. С этой целью механика подземных сооружений оперирует несколькими типами моделей, которые отражают характерные деформационные свойства грунтового массива, а именно: линейно – деформируемые, жесткопластические, упругопластические, реологические. Механические процессы, отображаемые любой из этих моделей, поддаются математическому описанию методами теории упругости, теории пластичности, теории предельного равновесия и теории ползучести.

С учетом определенных в диссертации условий заложения исследуемых объектов принята идеальная упругопластическая модель грунтового массива.

Структурная схема и диаграмма напряжений упругопластической модели массива показаны на рисунке 2.2.

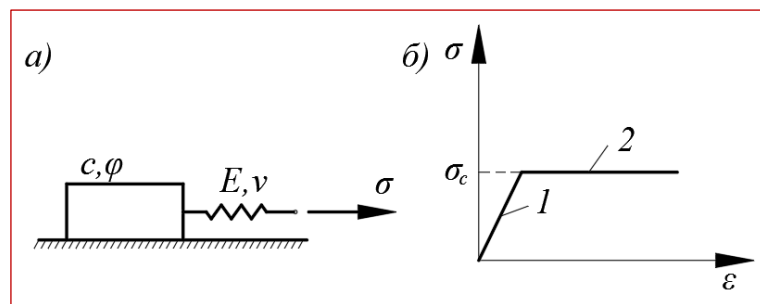


Рисунок 2.2 – Структурная схема (а) и диаграмма напряжений упругопластической модели (б): 1 – область упругих деформаций; 2 – область пластических деформаций

В общем случае при раскрытии выработки в грунтовом массиве выделяются две зоны (рисунок 2.3): упругая 1 и пластическая 2, в которых распределение напряжений подчиняется соответственно закону Гука ($\sigma = E\varepsilon$) и закону прочности – условию Кулона – Мора ($\tau_c = C + \sigma_n \tan \varphi$). Отметим, что вместо модуля упругости в физических уравнениях используется параметр E_o , называемый модулем общей деформации.

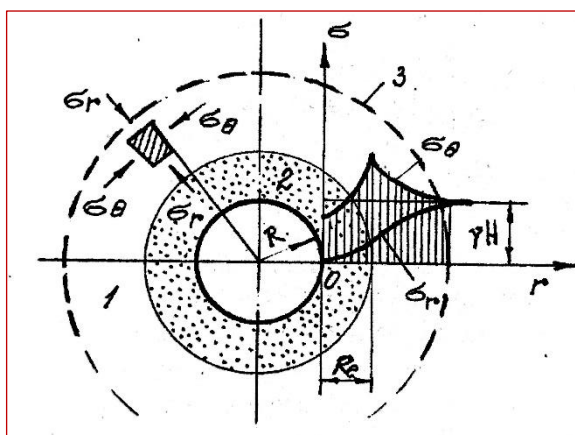


Рисунок 2.3 – Схема упругопластической модели и распределение напряжений вокруг выработки круглого сечения в массиве: 1 – зона упругих деформаций; 2 – зона пластических деформаций; 3 – граница зоны влияния выработки

На границе упругой и упругопластической областей выполняются условия равновесия и непрерывности перемещений (если не моделируются трещины или проскальзывание). Границы зоны пластических деформаций могут быть определены по формуле [41]:

$$\frac{R_e}{R} = \left[(1 - \sin \varphi) \left(1 + \frac{\gamma H}{c \cdot \operatorname{ctg} \varphi} \right) \right]^{\frac{1}{\alpha}}, \quad (2.1)$$

где R_e – граница зоны пластических деформаций;

R – радиус выработки;

$$\alpha = \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}.$$

Общей идеей всех методов анализа напряженно-деформированного состояния системы «крепь – грунтовый массив» является рассмотрение совместной работы (смещения) породного массива и возводимой крепи (рисунок 2.4).

Уравнение совместности смещений контура выработки и наружного контура крепи представлено выражением:

$$U_m(P) = U_o + U_k(P), \quad (2.2)$$

где $U_m(P)$ – смещение контура выработки к моменту установления равновесия в системе «крепь – грунтовый массив»;

U_o – часть этих смещений (начальные смещения незакрепленного контура выработки), произошедшие до возведения обделки;

$U_k(P)$ – смещения внешнего контура обделки к моменту установления равновесия в системе «крепь – грунтовый массив».

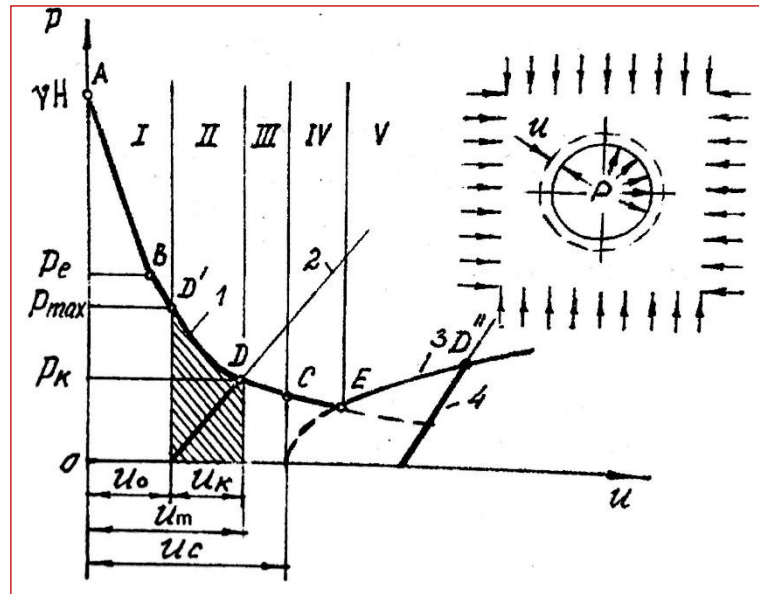


Рисунок 2.4 – Графики взаимодействия крепи с грунтовым массивом

Линия 1 характеризует совокупность равновесных состояний упругопластического массива $U_m(P)$, ослабленного выработкой кругового очертания при гидростатическом поле начальных напряжений γH и описывается уравнениями:

$$\left. \begin{aligned} U_m(P) &= \frac{R}{2G} \left(\gamma H + \frac{\sigma_-}{\alpha} \right) \left(\frac{R_e}{R_c} \right)^2 \left(\frac{R_c}{R} \right)^{\beta+1} \sin \phi \\ \left(\frac{R_c}{R} \right)^\alpha &= \left[\frac{2\gamma H - \sigma_-}{2P} (1 - \sin \phi) \right] \left(\frac{R_c}{R_e} \right)^\alpha - \frac{\sigma_-}{\alpha P} \left[1 - \left(\frac{R_c}{R_e} \right)^\alpha \right] \\ \left(\frac{R_e}{R_c} \right)^{\alpha+2} &= n_\varepsilon \left\{ 1 - \frac{1-2\nu}{\sin \phi} \left[\left(\frac{R_e}{R_c} \right)^\alpha - 1 \right] \right\} \end{aligned} \right\} \quad (2.3)$$

На линии 1 можно выделить следующие участки: AB – соответствует упругим деформациям; BC – соответствует пластическим деформациям; CE – соответствует развитию зоны разрушения грунта. Линия 2 характеризует конструктивную податливость крепи $U_k(P)$.

В результате этого взаимодействия устанавливается состояние равновесия системы «крепь – грунтовый массив» (точка D на пересечении линий 1 и 2), при котором смещение контура обделки составит U_k и давление на крепь – P_k . Точка D'

характеризует фиктивные (расчетные) начальные напряжения в массиве $\alpha \gamma H$, отличающиеся от действительных наличием понижающего коэффициент α (в общем случае $\alpha \leq 1$), учитывающий отставание возведения крепи от обнажения пород и физическую нелинейность деформаций массива до возведения крепи.

Для определения коэффициента α может быть использована эмпирическая формула, предложенная Н. С. Булычевым [48]:

$$\alpha = 0,64 \exp\left(-1,75 \frac{l}{r_0}\right), \quad (2.4)$$

где l – расстояние до забоя выработки;

r_0 – радиус (или полупролет) сечения выработки в проходке.

Таким образом, в общем случае напряженно-деформированное состояние системы «крепь – грунтовый массив» зависит от:

- физико-механических характеристик грунта и массива в целом;
- начального напряженного состояния массива;
- размеров выработки и ее конфигурации;
- типа конструкции, материала и жесткости крепи;
- технологии ее устройства (расстояния от забоя).

Решение поставленных в работе задач выполнялось с использованием разработанных автором плоских и пространственных численных моделей. Исследования, проводимые с целью выбора и обоснования метода поэтапного раскрытия большепролетной выработки, выполнены с построением моделей в плоской постановке задачи, решение которой характеризуется относительной легкостью в построении и запуске вычислительной модели и интерпретации результатов. Расчеты выполнены с использованием программного комплекса FLAC. Для того, чтобы разработать и обосновать методику прогнозирования НДС системы «крепь – грунтовый массив» с максимальным приближением к реальным условиям как физико-механических характеристик скального массива, так и конструктивно-технологических параметров проходческих работ, задача решалась путем 3D-численного моделирования с использованием более мощного программного комплекса MIDAS GTS NX.

Модель представляет собой весомую полуплоскость, разделенную сеткой конечных элементов из четырехугольных призм. С целью получения достоверной информации о напряженном состоянии грунта прилегающая к тоннелю часть массива, в отличие от периферии, смоделирована более частой сеткой объемных элементов.

Граничные условия заданы следующим образом: модели запрещались смещения по нижней грани – в вертикальном направлении, по боковым граням – в горизонтальном направлении, по торцевым граням – в продольном направлении по оси тоннеля. Верхняя поверхность оставалась свободно деформируемой. Начальное напряженное состояние модели сформировано гравитационными силами. Расчетные физико-механические характеристики упругопластической модели грунтового массива (модуль деформации, коэффициент Пуассона, сцепление, угол внутреннего трения) принимались с учетом структурного ослабления скального массива.

Комбинированная крепь из металлических арок, омоноличенных набрызг-бетоном, моделировалась оболочечными элементами эквивалентной жесткости. Между крепью и массивом устанавливались контактные элементы с учетом их жесткости и величины сцепления и угла внутреннего трения на контакте. Анкеры моделируются анкерными элементами с учетом площади сечения железобетонных и фиброгласовых анкеров, величины сцепления с грунтом и их несущей способности.

В разработанных конечно-элементных моделях выделялись основные расчетные этапы, соответствующие технологическим этапам проходческих работ.

В расчетах при разработке грунтового массива нагрузка подавалась ступенями, которые автоматически обеспечиваются в программе ПК. На каждой ступени нагружения в каждой точке массива проверяется выполнение условия текучести. Точки грунта, в которых напряжения не достигли предела текучести, на следующем шаге нагружения продолжают деформироваться упруго, а точки грунта, в которых напряжения достигли предела текучести, на следующем шаге нагружения деформируются в соответствии с уравнением состояния.

2.3 Устойчивость выработки. Показатели качества скального массива

Предварительная оценка устойчивости выработки в конкретных условиях подземного строительства чрезвычайно важна, поскольку определяет порядок раскрытия сечения до проектного профиля, величину заходки, необходимость устройства временной крепи и ее конструкцию, а также последовательность бетонирования постоянной обделки. Ни в какой другой отрасли строительства, требования взаимного соответствия конструкции и технологических решений не стоят так остро, как в подземном строительстве. Конструктивные особенности подземного сооружения определяют способы выполнения работ, равно как приемы и правила ведения работ, обеспечивающие устойчивость выработки, должны соответствовать принятой в проекте конструкции подземного сооружения. В особый класс строительных конструкций подземные сооружения выделяют также и условия работы в грунтовом массиве. Грунтовый массив является не только средой, создающей нагрузку, но и средой, вступающей в активное взаимодействие с конструкцией подземного сооружения. Причем характер этого взаимодействия зависит как от характеристик грунтового массива, размеров и конфигурации выработки, так и от конструкции временной крепи, а также от многочисленных производственно-технологических факторов. Во время проходки тоннелей всегда необходимо адаптировать методы строительства к инженерно-геологическим условиям, которые никогда не бывают точно такими, как предполагалось на стадии проектирования. В большей степени это относится к горному способу сооружения транспортных тоннелей в малопрочных скальных грунтах, когда устойчивость выработки до возведения обделки обеспечивается устройством временной крепи/первичной обделки.

Устойчивость обычно рассматривается с двух позиций – устойчивость горных пород в выработке и устойчивость закрепленной выработки. При близости этих понятий они все же имеют различия. Под устойчивостью горных пород в выработке понимают степень их податливости пластической деформации, способностью выдерживать без разрушения действующие напряжения [48, 49].

Она определяется составом, строением и свойствами породного массива; наличием тектонических нарушений; гидрогеологическими условиями. Второе понятие – устойчивость выработки на временной крепи/первичной обделке – определяется конструктивными особенностями крепи (жесткая или податливая), ее несущей способностью и временем включения в совместную работу с окружающим грунтом.

В теориях горного давления в рамках второго подхода – анализа силового взаимодействия системы «крепь – грунтовый массив» исходные предпосылки всех модификаций такого подхода базируются на методах механики сплошной среды [50–53]. При этом нагрузка на крепь зависит от ее податливости. Развитие данного метода расчета предложено Руппенейтом К.В. [54].

Общей идеей всех методов расчета является рассмотрение совместной работы (смещения) породного массива и возводимой крепи.

Прогноз устойчивости выработки, пройденной в скальных грунтах, непосредственно связан с обобщенной характеристикой скального массива, включающей большое число показателей, определяющих не только прочностные и деформационные характеристики грунта, но и особенности структурного строения массива, его начальное напряженное состояние, степень обводненности и т.д. Такую обобщенную характеристику в международной практике тоннельного строительства принято называть показателем качества скального массива.

При определении показателя качества грунтового массива оценивают влияние естественного состояния трещиноватого грунтового массива на устойчивость (стабильность) выработки. Известны классификации окружающих скальных массивов в мире: по коэффициенту крепости (Протоdjяконов М.М., Булычев Н.С., Россия), по показателю RQD (Deere, США), по показателю Q (Barton, Норвегия), по показателю RMR (Bieniawski, Польша). На основе классификации окружающих грунтовых массивов китайские ученые составили китайский «Стандарт классификации грунтовых массивов» (GB/T 50218-94) и дали базовый индекс качества (BQ) для оценки качества скального массива.

В практике подземного строительства в России оценка качества грунтового массива основана на корректировке предложенного профессором

Протоdjяконовым М. М. коэффициенте крепости f [41], Коэффициент крепости – это характеристика, аналогичная коэффициенту внутреннего трения сыпучих тел, т. е. $f = \tan \bar{\varphi}$. Здесь $\bar{\varphi}$ – кажущийся угол внутреннего трения, который отличается от обычного (принятого для сыпучих тел) угла внутреннего трения в большую по значению сторону, так как для связных и скальных грунтов определяется с учетом сцепления.

Коэффициент крепости определяется как отношение касательных и нормальных напряжений в момент предельного равновесия:

$$f = \tan \bar{\varphi} = \tau / \sigma_n \quad (2.5)$$

В грунтах, обладающих сцеплением, Протоdjяконов М. М. предложил определять значение коэффициента крепости по формуле:

$$f = \frac{\sigma_c}{10}, \quad (2.6)$$

где σ_c – прочность образца скального грунта на сжатие, МПа.

Предложенная Протоdjяконовым М.М. характеристика грунтового массива является приближенной и определяется в скальных грунтах в значительной мере субъективно. Однако такая универсальная характеристика грунтового массива нашла в России широкое применение в практике подземного строительства.

Качественная оценка склонности скальных трещиноватых грунтов к вывалообразованию предложена проф. Булычевым Н.С. [48]. Устойчивость выработки устанавливается по показателю S , характеризующему склонность скального массива различной степени трещиноватости к вывалообразованию. Величина показателя S определяется по эмпирической зависимости:

$$S = f \frac{K_m}{K_n} \frac{K_r K_w}{K_t K_A K_\alpha}, \quad (2.7)$$

где f – коэффициент крепости грунта, K_m , K_n , K_r , K_w , K_t , K_A , K_α – безразмерные коэффициенты, отражающие особенности структурного строения скального массива.

По значению показателя S оценивается степень устойчивости выработки и дается прогноз характера обрушения грунта (таблица 2.1).

Таблица 2.1 – Степень стабильности выработки по показателю S

Категория устойчивости	Степень устойчивости	Значение показателя S	Характер вывалообразования	Время устойчивости
I	Вполне устойчивые	>70	Вывалы отсутствуют	Практически не ограничено
II	Устойчивые	5–70	Возможны отдельные отслоения	до 6 месяцев
III	Средней устойчивости	1–5	Локальные вывалы из кровли	10–15 суток
IV	Неустойчивые	0,05–1	Вывалы из кровли и боков	Не более 1 суток
V	Весьма неустойчивые	$< 0,05$	Вывалы соизмеримые с пролетом выработки	Обрушение вслед за раскрытием выработки

Методика оценки устойчивости выработки в скальном массиве рекомендуемая нормами проектирования и производства работ (ВСН 126-90) «Крепление выработок набрызг-бетоном и анкерами при строительстве транспортных тоннелей и метрополитенов» позволяет получать относительные оценки устойчивости, которые подлежат корректировке по результатам наблюдений за состоянием выработки при проходке и креплении [55].

Методика определяет зависимость предельного (допустимого) времени $t^{пр}$, сутки, обнажения пород в зависимости от характеристической прочности S , МПа, массива в виде:

$$t^{пр} = KS, \quad (2.8)$$

где K – коэффициент ответственности прогноза, сут/МПа, $K=20$ сут/МПа – для нормального прогноза; 10 сут/МПа – для особо ответственного прогноза.

Характеристическую прочность грунта «в массиве» находят по формуле:

$$S = 1,07 R_c k_2 k_3 k_4 k_5 k_6 k_7, \quad (2.9)$$

где 1,07 – нормирующий множитель; R_c – временное сопротивление образца грунта одноосному сжатию (прочность «в куске»), МПа; $k_1 \dots k_7$ – безразмерные коэффициенты, обеспечивающие переход от прочности грунта «в куске» к прочности «в массиве».

Коэффициенты k_i принимают с учетом степени расчлененности массива трещинами (количество систем трещин, одиночные трещины, раздробленный

массив), ориентации выработки по отношению к наиболее развитой (опасной) системе трещин, интенсивность сетки трещин (нетрещиноватые, слаботрещиноватые, сильнотрещиноватые, трещиноватые, раздробленные), шероховатость по поверхности трещин, материал заполнения и ширина раскрытия трещин, степень обводненности выработки. Категорию стабильности грунта скального массива определяют по таблице 2.2.

Другой подход к решению вопроса устойчивости выработки рекомендован нормативным документом по метрополитенам [56]. Здесь в качестве основной прочностной характеристики скальных пород принимается коэффициент крепости в виде: $f = 0,1 \sigma_{сж} \alpha k_1 k_2 k_3$. Совокупность поправочных коэффициентов учитывает реальные горно-геологические условия. Так, коэффициент трещиноватости массива α предлагается определять по таблице 2.3.

Таблица 2.2 – Определение категории стабильности грунта скального массива

Характеристическая прочность грунта «в массиве», МПа	Устойчивость массива		
	Категория	Характеристика	$t^{пр}$, сут.
>9	I	Вполне устойчивый	Практически неограниченно
9–1,5	II	Устойчивый	180–30 (6–1 мес.)
1,5–0,35	III	Средней устойчивости	30–7
0,35–0,05	IV	Слабоустойчивый	7–1
<0,05	V	Неустойчивый	1

Таблица 2.3 – Коэффициенты учета трещиноватости при пределе прочности грунта «в куске»

Категория скально массива по трещиноватости	Значения коэффициента α при $\sigma_{сж}$, МПа				
	10	20	40	80	100
I. Практически не трещиноватые	1,7	1,4	1,2	1,1	1,0
II. Малотрещиноватые	1,4	1,2	1,0	0,9	0,8
III. Среднетрещиноватые	1,2	0,9	0,7	0,6	0,5
IV. Сильнотрещиноватые	0,9	0,7	0,5	0,4	0,3
V. Раздробленные	0,7	0,4	0,3	0,2	0,1

В большинстве стран Европы и США при оценке устойчивости выработки используются геомеханические классификации Бенявского, Бартон и других ученых[57–60].

Геомеханическая классификация под названием RMR рекомендована Бенявским (рейтинг скального массива).

Показатель RMR определяют по формуле:

$$RMR=JA1+JA2+JA3+JA4+JA5+JB \quad (2.10)$$

Классификация предусматривает 6 основных параметров: прочность пород нетронутого массива, класс скального грунта, степень трещиноватости массива, ориентация трещин, ширина раскрытия трещин и материал заполнения, наличие подземных вод.

Свои интервалы значений (количественная оценка трещин) существуют в каждом из этих 6 параметров. Общую оценку грунтового массива получают с помощью суммы этих показателей. По этой оценке грунтового массива определяют схему раскрытия выработки и форму конструкции крепи. Величины колеблются от 8 до 100. Затем по системе RMR была предложена номограмма. Номограмма позволяет по рейтингу массива при заданном пролете выработки оценить степень устойчивости (время до обрушения в забое выработки) (рисунок 2.5).

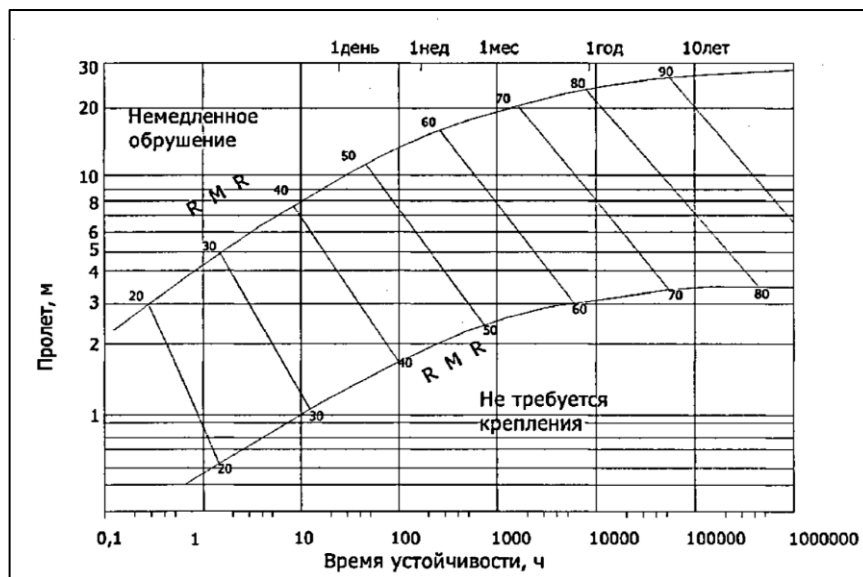


Рисунок 2.5 – Соотношения между пролетом выработки и временем устойчивости по рейтинговым показателям RMR

Иной подход к оценке устойчивости предложен Бартоном [37]. Критерий устойчивости зависит от выбора крепи и индекса качества, определенного по свойствам грунтового массива. Качественное состояние грунтового массива зависит от выхода керна при бурении скважин: оно тем ниже, чем меньше размеры выхода керна, т.е. больше нарушенность скального грунта трещинами, пустотами.

Для оценки качества вмещающего выработку скального массива во многих странах используется эмпирическая система Q. Система Q основана на показателе качества скального массива RQD (рисунок 2.6). Номограмма Q-системы позволяет предварительно выбрать подходящую конструкцию крепи выработки как на стадии проектирования, так и в процессе строительства.

Показатель Q зависит от 5 параметров: материал заполнения трещин (J_r), степень трещиноватости грунтового массива (J_n), особенности несвязного грунта и условия на контакте системы «крепь – грунтовый массив» (J_a), обводненность (J_w), начальное напряженное состояние массива (SRF) и степень обводненности. Каждый из этих параметров зависит от 10 до 17 показателей. Значение показателя Q устанавливается по формуле:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad (2.11)$$

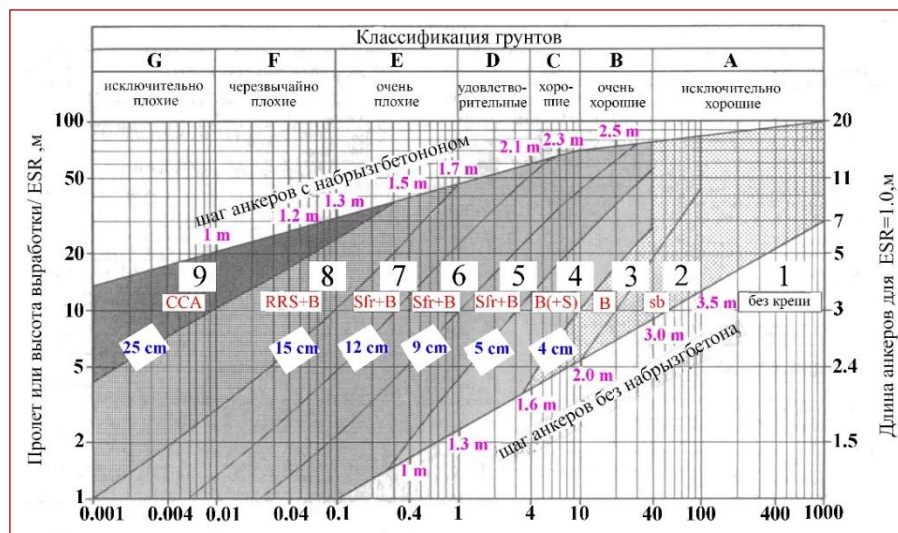


Рисунок 2.6 – Q-система норвежского метода строительства тоннелей: 1 – без крепления; 2 – одиночные анкеры; 3 – система анкеров; 4 – набрызг-бетон, система анкеров; 5–7 – армированный стальными фибрами набрызг-бетон, система анкеров; 8 – армированный стальными фибрами набрызг-бетон, система анкеров, арматурные арки; 9 – опережающая крепь, армированный стальными фибрами набрызг-бетон, система анкеров, арматурные арки

Величина показателя Q колеблется от 0,001 до 1000 по свойствам грунтового массива. Чем крепче грунтовый массив, тем больше величина показателя Q . Чтобы определить тип несущей конструкции при заданных геометрических размерах выработки, показатель Q корректируется делением на величину ESR. Значение ESR связано с уровнем эксплуатационной безопасности тоннелей.

Китайский «Стандарт классификации грунтовых массивов» (GB/T 50218-94) основан, прежде всего, на качественных показателях прочности пород, целостности грунтового массива и количественном показателе основных качеств грунтового массива BQ (предварительная классификация) [61, 62, 63]. При детальной оценке окружающего грунтового массива, влияние поправочного коэффициента следует учитывать на основании предварительной классификации грунтового массива.

1) Определение количественных показателей (предварительная классификация).

Количественный показатель твердости породы определяется по одноосной насыщенной прочности породы на сжатие (R_c) (таблица 2.4).

Таблица 2.4 – Твердость породы по показателю R_c

R_c , МПа	>60	60–30	30–15	15–5	<5
Степень твердости	твердые	среднетвердые	среднемягкие	мягкие	Чрезвычайно мягкие

2) Классификация грунтового массива

(1) Показатель качества грунтового массива BQ определяется по формуле:

$$BQ=90+3R_c+250K_v, \quad (2.12)$$

где R_c – одноосная прочность на сжатие насыщенной породы (МПа);

K_v – показатель целостности грунтового массива.

При использовании этой формулы должны соблюдаться следующие ограничения:

- при $R_c > 90K_v + 30$ $R_c = 90K_v + 30$;
- при $K_v > 0,04R_c + 0,4$ $K_v = 0,04R_c + 0,4$.

При детальной оценке окружающего грунтового массива, показатель качества грунтового массива должен быть откорректирован в случае одного из следующих условий:

- наличие грунтовых вод;
- влияние структуры поверхностей ослабления;
- высокое начальное напряжение.

Поправочное значение показателя качества грунтового массива [BQ] можно определить по формуле:

$$[BQ] = BQ \times 100 (K_1 + K_2 + K_3) \quad (2.13)$$

В соответствии с вычисленными значениями BQ или [BQ] классификация грунтового массива выполняется по таблице 2.5.

Таблица 2.5 – Классификация грунтового массива по показателю BQ

Класс грунтового массива	Качественные показатели грунтового массива	Показатель BQ
I	твердые и монолитные	>550
II	1. твердые и среднемонолитные; 2. среднетвердые и монолитные.	550–451
III	1. твердые и среднеразборные; 2. среднетвердые или твердые с мягкими и монолитные; 3. среднемягкие и монолитные.	450–351
IV	1. твердые и разборные; 2. среднетвердые и среднераздробленные – раздробленные; 3. среднемягкие или мягкие с твердыми и среднемонолитные – среднеразборные; 4. мягкие и монолитные – среднемонолитные;	350–251
V	1. среднемягкие и разборные; 2. мягкие и среднеразборные – раздробленные; 3. чрезвычайно мягкие и чрезвычайно раздробленные.	≤250

Таблица 2.6 – Показатели качества скального массива

Качество скального грунта	Показатель качества					
	СП 120.13330.2012 свод правил метрополитены	ГОСТ 25100-2020 ГРУНТЫ Классификация R _c	По Булычеву, S	«Стандарт классификации грунтовых массивов» Китай (GB/T 50218-2014)	RQD (Rock Quality Designation), %	RMR (Rock Mass Rating)
Средней прочности	4	30 > R _c ≥ 15	5 > S ≥ 1	451 ≥ BQ ≥ 351	75 > RQD ≥ 50	60 ≥ RMR ≥ 41
Малопрочные	2	15 > R _c ≥ 5	1 > S ≥ 0,5	350 ≥ BQ ≥ 251	50 > RQD ≥ 25	40 ≥ RMR ≥ 21

В дальнейших исследованиях НДС системы «крепь – грунтовый массив» при построении численной модели были приняты показатели качества скального массива по нормативам (таблица 2.6):

- СП 120.13330.2012. Свод правил Метрополитны;
- ГОСТ 25100-2020 ГРУНТЫ Классификация;
- Стандарт классификации грунтовых массивов (GB/T 50218-2014) BQ;
- RQD.

2.4 Исходные данные

За базовый объект здесь и в дальнейших исследованиях принята односводчатая станция, поперечное сечение которой соответствует схеме, приведенной на рисунке 2.7а [64].

Станция метрополитена расположена в малопрочном скальном массиве на глубине 20 м от шельги свода. Характеристики малопрочных скальных грунтов соответствуют IV классу по классификации грунтов, принятой в КНР (таблица 2.7). Форма и размеры поперечного сечения станции соответствуют типовым решениям односводчатых станций на линиях метрополитена в КНР, комбинированная крепь выработок выполнена из набрызг-бетона, металлических арок, железобетонных и фиброгласовых анкеров (рисунок 2.7, б).

Таблица 2.7 – Физико-механические характеристики грунтов

Классы	Плотность γ , кН/м ³	Угол внутреннего трения φ °	Сцепление C , (МПа)	Модуль деформации E , (ГПа)	Коэффициент Пуассона ν
I	>26,5	>60	>2,1	>33	<0,2
II		60–50	2,1–1,5	33–20	0,2–0,25
III	26,5–24,5	50–39	1,5–0,7	20–6	0,25–0,3
IV	24,5–22,5	39–27	0,7–0,2	6–1,3	0,3–0,35
V	<22,5	<27	<0,2	<1,3	>0,35

Параметры временной крепи приняты в соответствии с рекомендациями Q-системы, разработанной норвежскими специалистами для оценки качества грунтового массива и выбора соответствующей крепи выработки (рисунок 2.6). По

проектому контуру выработки расположены железобетонные анкеры длиной 5 м, диаметром 28 мм. Анкеры расположены 1 м вдоль направления раскрытия выработки.

Толщина набрызг-бетона с арками по контуру выработки составляет 350 мм. По внутренним стенам принимаются фиброгласовые анкеры длиной 2 м и диаметром стержня 22 мм, толщина набрызг-бетона внутренним стенам составляет 200 мм.

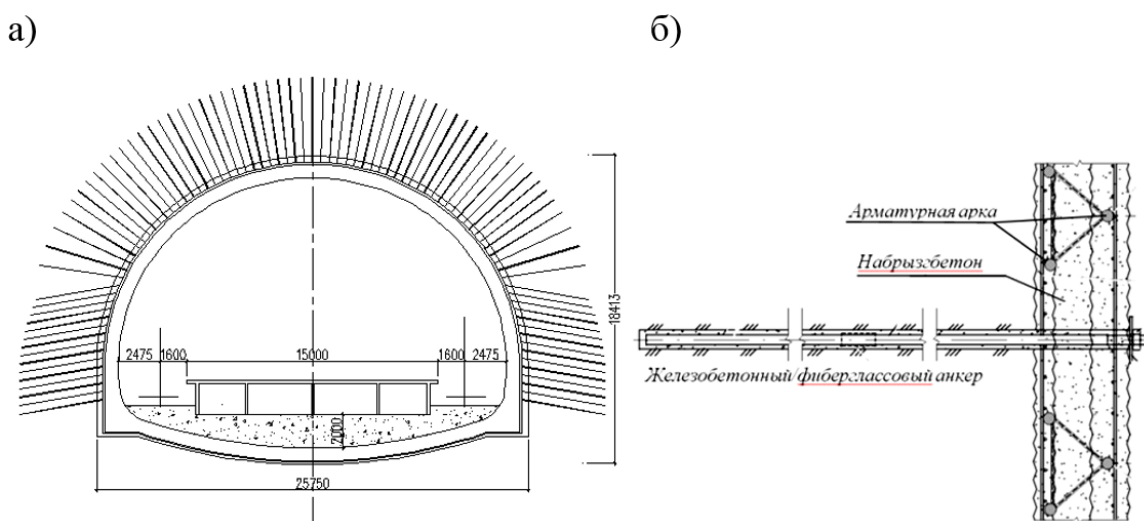


Рисунок 2.7 – Поперечное сечение платформенного участка станции (а) и конструкция контурной крепи выработок (б)

2.5 Расчетные схемы конечно-элементных моделей

Для проведения численных экспериментов с использованием программного комплекса FLAC построены две плоские конечно-элементные модели [65]. Базовые геометрические размеры моделей определены в соответствии с размерами сечения выработки и глубиной заложения стационарного тоннеля, таким образом, чтобы граничные условия не влияли на деформации грунтового массива при выполнении проходческих работ.

В пределах сечения стационарной выработки сетка конечных элементов соответствовала каждой из двух принятых схем раскрытия опережающих выработок (рисунок 2.8).

Грунтовой массив моделируется весомыми объемными элементами (толщина модели 1 м) со следующими физико-механическими характеристиками: прочность на сжатие 15 МПа; модуль деформации 1300 МПа; коэффициент Пуассона 0,35, сцепление 0,2 МПа; угол внутреннего трения 32° ; Плотность грунта $25,0 \text{ кН/м}^3$.

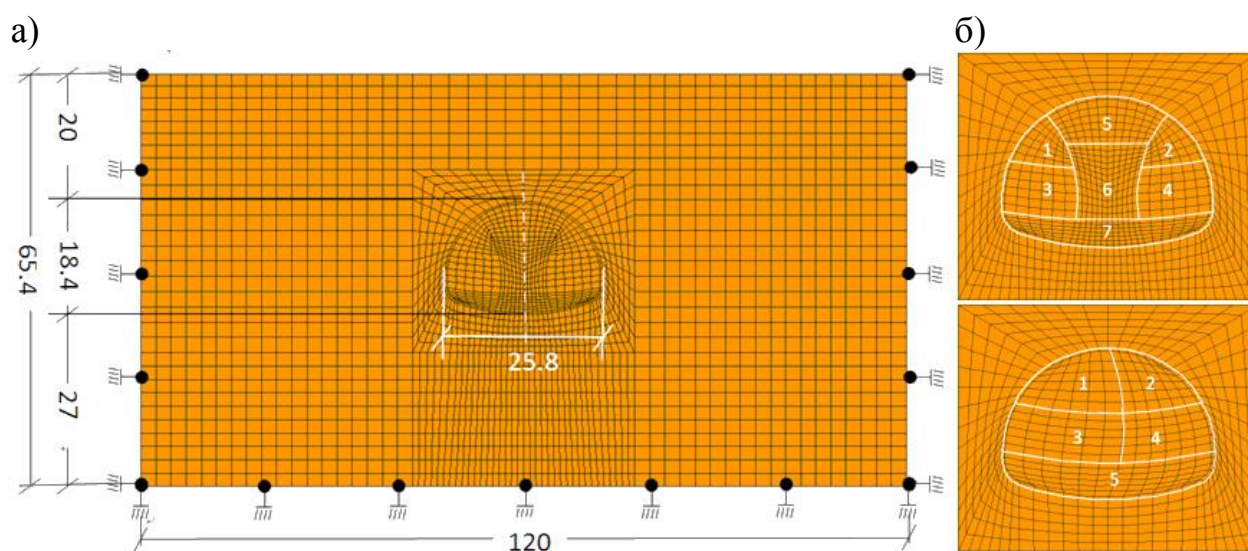


Рисунок 2.8 – Модели численного анализа: а – расчетная схема; б – фрагменты сетки конечных элементов по схеме боковых пилот-тоннелей и центральной диафрагмы

Исходные данные о физико-механических свойствах грунтового массива позволяют рассматривать его как идеально упругопластическую среду, прочность которой задается критерием прочности Кулона – Мора.

Набрызг-бетонная крепь с арматурными арками толщиной 350 мм по периметру проектного очертания выработки и набрызг-бетонная крепь толщиной 200 мм по внутреннему контуру опережающих выработок моделируется элементами оболочки. Приведенные модули упругости крепи соответственно равны $E'_{пр} = 16000 \text{ МПа}$ и $E''_{пр} = 1600 \text{ МПа}$. Железобетонные и фиброглассовые анкеры моделируются анкерными элементами. Прочность закрепления железобетонных и фиброглассовых анкеров определена в соответствии с рекомендациями, изложенными в ВСН 126-90, и принята в расчетах для

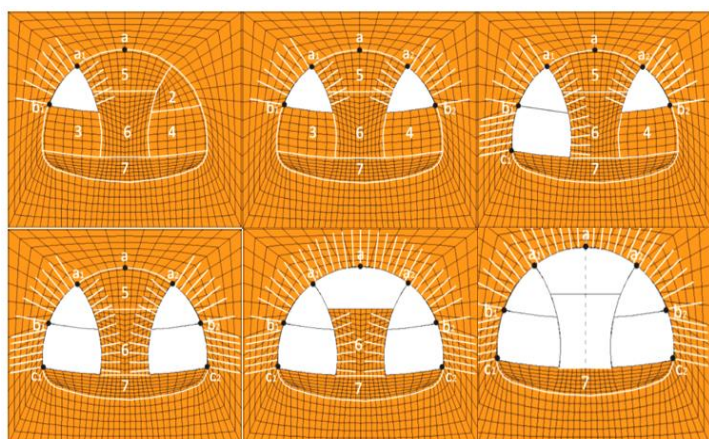
железобетонных анкеров 176 кН, для фиброглассовых анкеров – 138 кН на один метр длины анкера.

2.6 Результаты исследований

Последовательность выполнения проходческих работ при раскрытии стационарной выработки методом боковых пилот-тоннелей и методом центральной диафрагмы показана на рисунке 2.9.

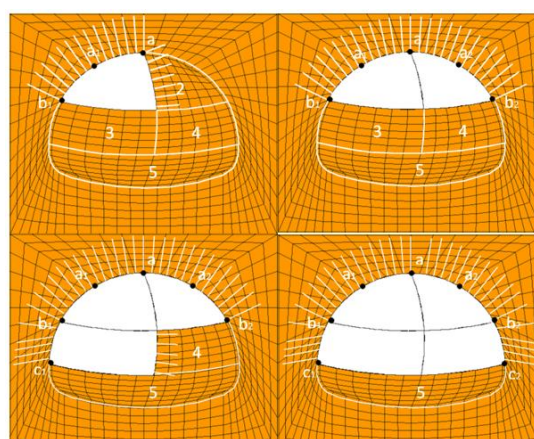
Результаты численного моделирования оценивались по величинам осадок поверхности земли, по характеру напряженно-деформированного состояния грунтового массива, по величине вертикальных и горизонтальных смещений характерных точек на контурной крепи/первичной обделке (расположение контрольно-измерительных точек показано на рисунке 2.9).

а)



- 1 – проходка и крепление бокового пилот-тоннеля рельефного очертания в левой части калотты;
- 2 – проходка и крепление бокового пилот-тоннеля стрельчатого очертания в правой части калотты;
- 3 – разработка нижнего уступа и крепление левого бокового пилот-тоннеля;
- 4 – разработка и крепление нижнего уступа правого пилот-тоннеля;
- 5 – разработка грунта и крепление средней части калотты;
- 6 – разработка ядра сечения.

б)



- 1 – проходка и крепление левой части калотты;
- 2 – разработка и крепление правой части калотты;
- 3 – разработка и крепление левой части уступа;
- 4 – проходка и крепление правого уступа;
- 5 – разработка и крепление лотковой части стационарной выработки.

Рисунок 2.9 – Последовательность выполнения проходческих работ при раскрытии выработки: а – по методу боковых пилот-тоннелей; б – по методу центральной диафрагмы

2.6.1 Вертикальное смещение в грунтовом массиве

На рисунке 2.10 показаны муьды осадки поверхности земли после раскрытия выработки на проектное сечение при выполнении проходческих работ по методу боковых пилот-тоннелей и методу центральной диафрагмы. Анализируя значения оседания поверхности на этапах раскрытия и крепления выработки при методе боковых пилот-тоннелей и методе центральной диафрагмы, следует отметить, что:

- граница муьды осадки земной поверхности методом боковых пилот-тоннелей, расположена на расстоянии трех пролетов выработки от оси станционного тоннеля, в то время как при выполнении проходческих работ методом центральной диафрагмы граница муьды оседания увеличивается на 15 %;
- максимальные осадки земной поверхности при использовании метода боковых пилот-тоннелей составляют 16 мм, и при использовании метода центральной диафрагмы максимальные осадки земной поверхности увеличились на 60 % и составляют 25 мм.

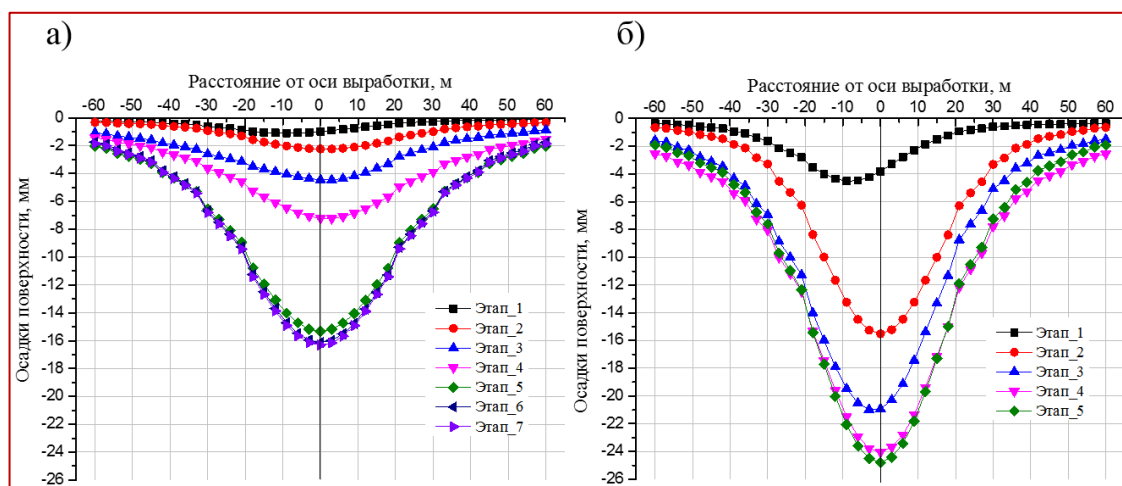


Рисунок 2.10 – Муьды оседания земной поверхности при раскрытии выработки:
а – методом боковых пилот-тоннелей; б – методом центральной диафрагмы

После раскрытия и закрепления калотты центрального ядра (этап 5 при использовании метода боковых пилот-тоннелей) осадки земной поверхности стабилизировались, а при использовании метода центральной диафрагмы оседания

земной поверхности продолжались расти на протяжении всего цикла выполнения проходческих работ.

Таким образом, в случае поэтапного раскрытия большепролетной выработки по схеме центральной диафрагмы при глубине заложения, соизмеримой с пролетом выработки, существует риск значительных осадок земной поверхности.

2.6.2 Напряженно-деформированное состояние грунтового массива

По результатам расчетов определены значения главных напряжений σ_1 и σ_3 в грунтовом массиве вблизи выработки при разных вариантах раскрытия на полное сечение. В обоих случаях наблюдается идентичный характер распределения главных напряжений в прилегающем к выработке массиве и близкие по значению величины главных напряжений.

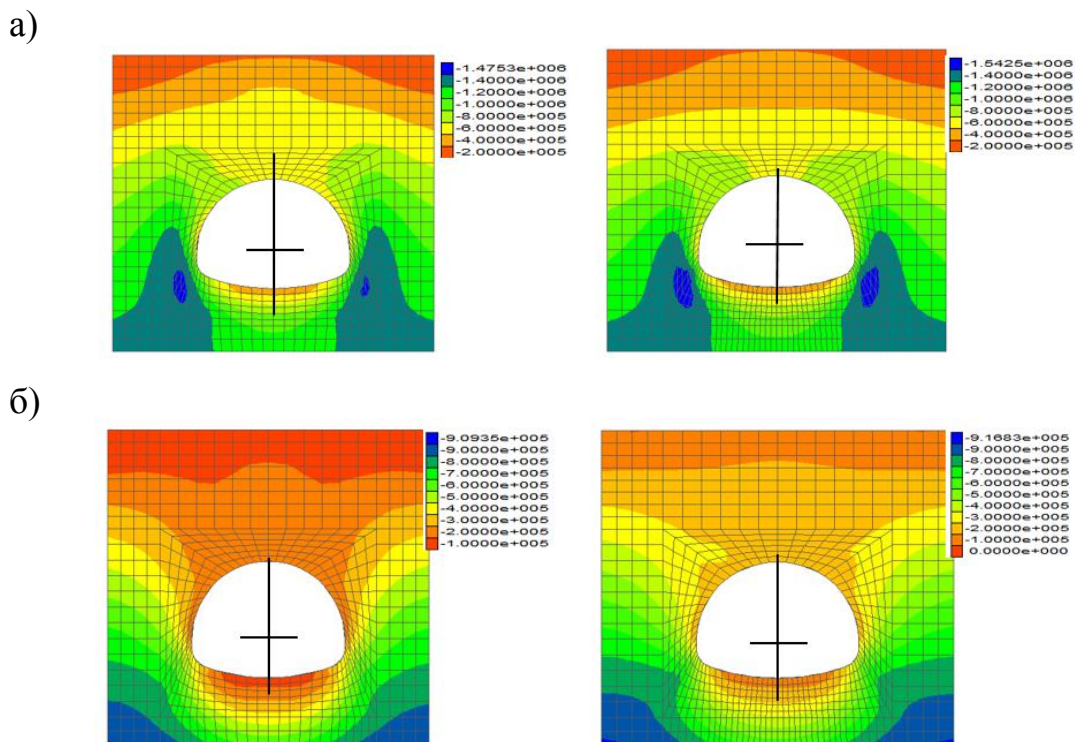
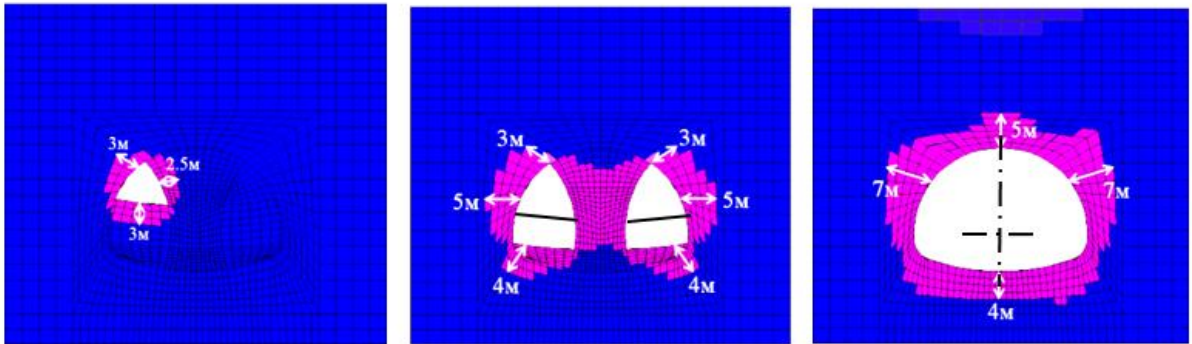


Рисунок 2.11 – Распределение главных напряжений σ_3 и σ_1 (Па) в грунтовом массиве при раскрытии выработки: а – методом боковых пилот-тоннелей; б – методом центральной диафрагмы

На рисунке 2.11а приведены картины распределения главных напряжений σ_3 . Наибольшие сжимающие напряжения в грунте зафиксированы под пятнами свода

крепи и в обоих случаях не превосходят 2 МПа. В целом уровень сжимающих напряжений вокруг выработки, раскрытой по методу боковых пилот-тоннелей несколько ниже, чем по методу центральной диафрагмы. Следует отметить появление незначительных растягивающих напряжений σ_1 после разработки лотковой части выработки при методе центральной диафрагмы (рисунок 2.11, б).

а)



б)

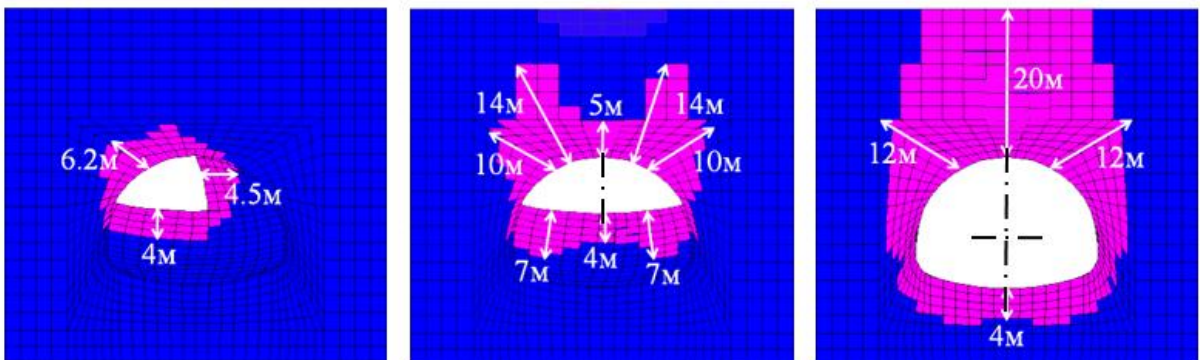


Рисунок 2.12 – Формирование области пластических деформаций в грунтовом массиве вокруг выработки при раскрытии: а – методом боковых пилот-тоннелей; б – методом центральной диафрагмы

На рисунке 2.12 показаны размеры и характер распределения зоны предельного равновесия грунтового массива вблизи выработки на различных этапах раскрытия при использовании метода боковых пилот-тоннелей и метода центральной диафрагмы. Следует отметить, что активный рост зоны предельного равновесия в случае выполнения работ по первому варианту прекращается на расстоянии 5 м после раскрытия четвертого этапа. При выполнении работ по второму варианту границы области предельного равновесия еще на этапе

раскрытия калотты распространяются до 14 м, а после раскрытия выработки на полное сечение достигают земной поверхности. Это свидетельствует о возможной потере устойчивости выработки и необходимости увеличения несущей способности временной крепи, т.е. ее усиления.

2.6.3 Напряженно-деформированное состояние временной крепи/первичной обделки

Характер и величины смещений контура арочно-набрызг-бетонной крепи, выявленные в результате численного анализа, представлены на рисунках 2.13–2.15. Деформации крепи фиксировались на каждом этапе раскрытия стационарной выработки в сечениях по оси станции (точки а и с), в сечениях свода, расположенных под углом 45° (точки a_1 и a_2) и в сечениях стен (точки b_1 и b_2). Анализ этих графиков позволяют заключить, что в малопрочных скальных грунтовых массивах, значения максимальной деформации в шельге свода выработки практически равны значениям максимальной деформации в лотке выработки по какой бы технологической схеме проходческие работы ни выполнялись.

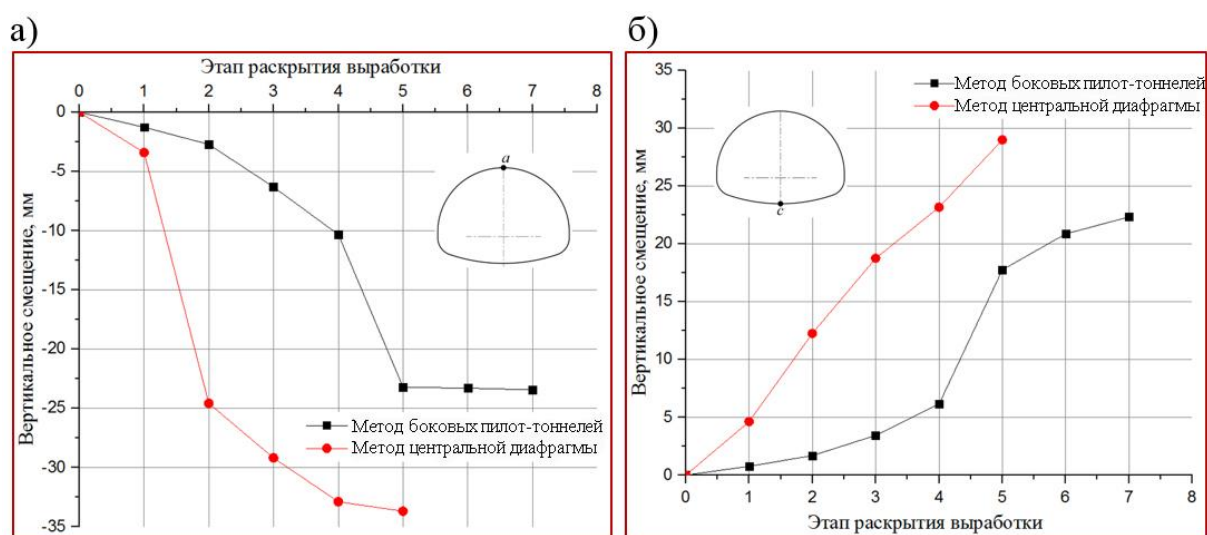


Рисунок 2.13 – Вертикальные смещения набрызг-бетонной крепи: а – в шельге свода; б – в лотке выработки

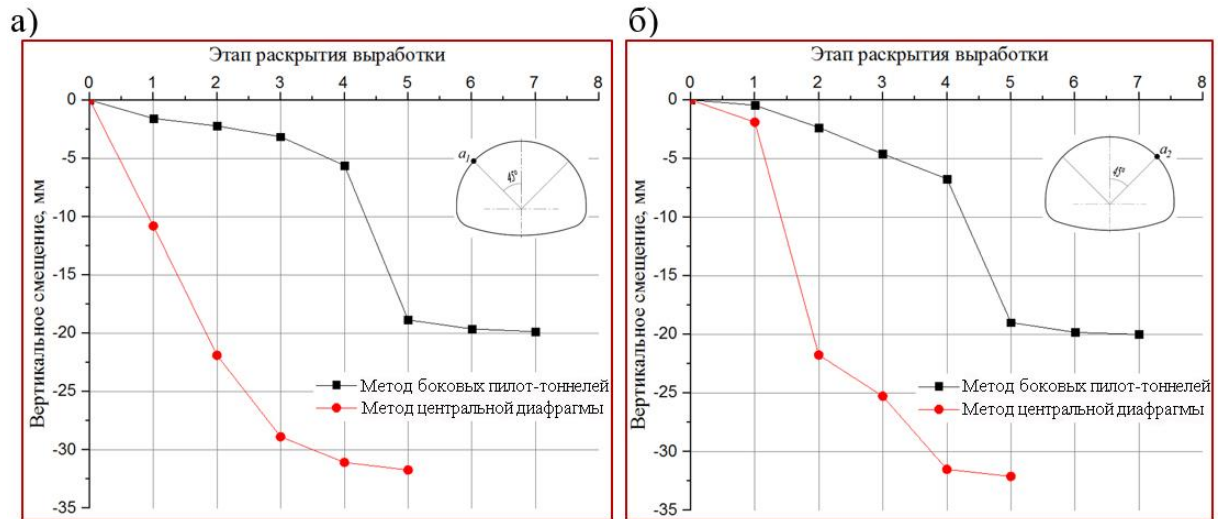


Рисунок 2.14 – Вертикальные смещения набрызг-бетонной крепи выработки: а – в точке a_1 ; б – в точке a_2

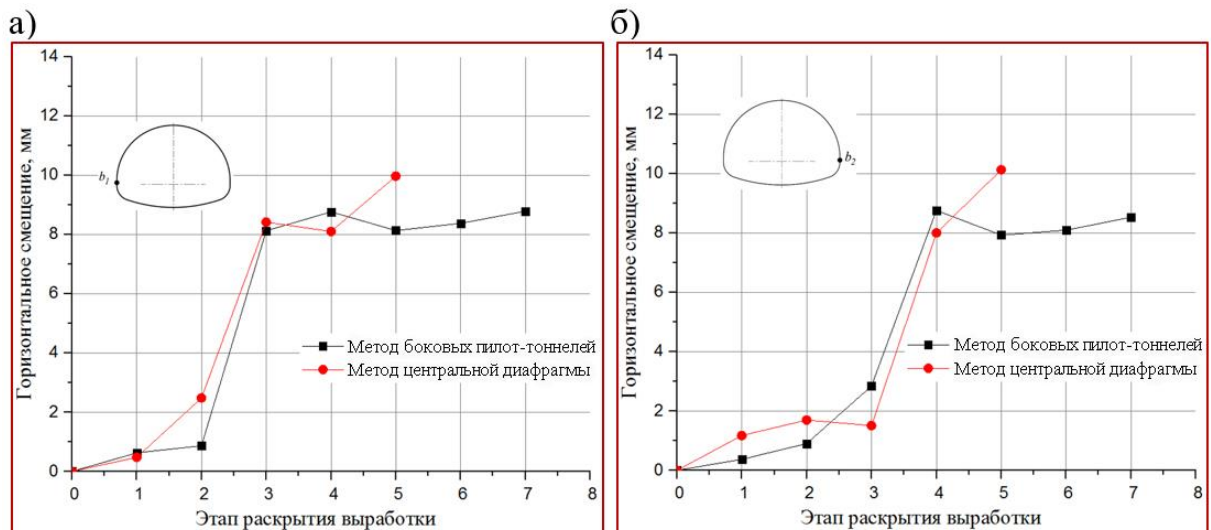


Рисунок 2.15 – Горизонтальные смещения набрызг-бетонной крепи выработки: а – в точке b_1 ; б – в точке b_2

Однако динамика прироста смещений по этапам разработки различна. Существенно отличаются и величины этих смещений. Так к концу пятого этапа разработки по методу боковых пилот-тоннелей выделяется резкий скачок смещений в своде тоннеля, замедляясь на последних этапах до значений 23 мм, а при методе центральной диафрагмы максимальные смещения превысили этот показатель примерно на 30 %, достигнув 33 мм. Аналогичная разница в смещениях крепи наблюдается и в сечениях на уровне шельги свода боковых тоннелей.

Различие между величинами горизонтальных смещений на уровне горизонтального диаметра незначительно.

Максимальное усилие в анкерах при методе боковых пилот-тоннелей достигло 38,1 кН. В то время как максимальное усилие в анкерах при методе центральной диафрагмы увеличилось на 42 % и достигло 54,2 кН.

Напряжения в набрызг-бетонной крепи при методе боковых пилот-тоннелей составили 5,34 МПа. В то время как напряжения в крепи при методе центральной диафрагмы увеличились на 40 % и достигли 7,45 МПа.

Выводы по главе

Проектирование и строительство транспортных тоннелей большого пролета и односводчатых станций метрополитена, сооружаемых горным способом в малопрочных скальных грунтах, – технически и технологически сложная задача. При раскрытии выработки большого пролета приоритетным является новоавстрийский способ (NATM) по технологии поэтапного раскрытия выработки до проектного контура опережающими забоями.

1. Выбор способа поэтапного раскрытия выработки большого пролета опережающими забоями в малопрочных скальных грунтах целесообразно осуществлять по совокупности результатов численного моделирования, выполненного с учетом деформационно-прочностных свойств грунтового массива и последовательности выполнения проходческих работ.

2. При глубине заложения тоннеля, соизмеримой с пролетом выработки, при выполнении проходческих работ по схеме центральной диафрагмы существует риск значительных осадок земной поверхности. Так осадки земной поверхности при раскрытии выработки методом боковых пилот-тоннелей на 60 % меньше, чем при методе центральной диафрагмы, на 15 % меньше и границы мульды оседания.

3. Уровень сжимающих напряжений в скальном массиве вокруг выработки, раскрытой по методу боковых пилот-тоннелей несколько ниже, чем при методе центральной диафрагмы. Следует отметить незначительные растягивающие

напряжения после разработки лотковой части выработки при методе центральной диафрагмы.

4. Активный рост зоны предельного равновесия в случае выполнения работ по методу боковых пилот-тоннелей прекращается на расстоянии 5 м после проходки боковых пилот-тоннелей. При выполнении работ по методу центральной диафрагмы границы области предельного равновесия еще на этапе раскрытия калотты центрального ядра распространяются до 14 м, а после раскрытия выработки на полное сечение достигают земной поверхности. Это свидетельствует о возможной потере устойчивости выработки и необходимости усиления несущей способности временной крепи.

5. Величины деформаций и динамика их изменения на контуре арочно-набрызг-бетонной крепи существенно отличаются, при разных схемах поэтапного раскрытия выработки. Так при методе боковых пилот-тоннелей смещения в своде выработки на последних этапах проходческих работ зафиксированы на 30 % меньше, чем при методе центральной диафрагмы.

6. Напряжения в набрызг-бетонной крепи при методе боковых пилот-тоннелей на 40 % меньше, чем при методе центральной диафрагмы.

7. По совокупности результатов 2D-численного анализа, полученных при разных схемах раскрытия выработки до проектного сечения, можно заключить, что при выполнении проходческих работ с поэтапным раскрытием выработок большого пролета в малопрочных скальных грунтах оптимальным решением является метод боковых пилот-тоннелей.

3 2D-ЧИСЛЕННЫЙ АНАЛИЗ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ КРЕПИ/ПЕРВИЧНОЙ ОБДЕЛКИ И СКАЛЬНОГО МАССИВА ПРИ ВЫПОЛНЕНИИ ПРОХОДЧЕСКИХ РАБОТ С РАСКРЫТИЕМ ВЫРАБОТКИ МЕТОДОМ БОКОВЫХ ПИЛОТ-ТОННЕЛЕЙ

3.1 Общие положения

В предыдущих главах диссертационной работы было показано, что сооружение транспортных тоннелей пролетом более 20 метров, а также односводчатых станций метрополитена, расположенных в малопрочных грунтах, является уникальным производственным процессом. Для успешной реализации подобных проектов приоритетным технологическим решением является способ выполнения проходческих работ по схеме боковых пилот-тоннелей.

Особенность выполнения проходческих работ с предварительной проходкой боковых опережающих забоев помимо выявления закономерности деформирования крепи и смещения грунтового массива на каждом из этапов выполнения проходческих работ требует решения целого комплекса технических задач, обеспечивающих минимизацию технологических рисков. К таким задачам в первую очередь следует отнести необходимость обеспечения устойчивости скального массива при разработке ядра сечения тоннеля. Очевидно, что здесь возможны два варианта: либо разрушать диафрагмы последовательно одновременно с разработкой ядра сечения, начиная с калотты, либо разрушать только после окончания работ по разработке скального массива в ядре сечения. Для обоснованного принятия решения необходимо по каждому из принятых вариантов оценить устойчивость скального массива, заключенного между диафрагмами, а также изучить особенности формирования напряженно-деформированного состояния внутренних диафрагм в процессе их поэтапного разрушения [66].

В этой же главе дана оценка степени влияния физико-механических характеристик грунтового массива, а также параметров крепи/первичной обделки, на напряженно-деформированное состояние исследуемой системы.

3.2 Прогноз геомеханических процессов при выполнении проходческих работ по схеме боковых пилот-тоннелей

При построении численной модели геомеханические параметры скального массива и конструкция временной крепи/первичной обделки максимально приближены к условиям строительства односводчатой станции метрополитена в г. Чунцин.

Рельеф местности на участке строительства станции «Северный вокзал» кольцевой линии метрополитена относится к холмистому тектоническому рельефу с небольшой волнистостью, вызванной процессами денудации. Из-за активной деятельности человека на территории железнодорожной станции и вблизи строящегося станционного комплекса первоначальный рельеф был разрушен. Инженерно-геологический разрез представлен отложениями песка и гравия аргиллита (содержание гравия составляет 20–40 %, а размер частиц обычно составляет 20–300 мм) толщиной от 1,5 до 2,5 метров, которые покрывают скальный массив, представленный слоями сильно выветрелого перлитового песчаника. Толщина слоя обычно составляет от 0,4 до 1,6 м. Массив раздроблен интенсивно развитыми трещинами и характеризуется как малопрочный. Качество скального массива по показателю BQ соответствует IV классу.

Станционный тоннель расположен в массиве перлитового песчаника на глубине 17 метров. Для минимизации оседания земной поверхности принята жесткая комбинированная крепь, которая включает стальные арки из прокатного металла, омоноличенные набрызг-бетоном и анкеры (рисунок 3.1). Стальные арки по проектному контуру сечения выработки приняты из двутавра № 25а, по внутренним боковым стенам/диафрагмам пилот-тоннелей – № 22а.

По проекту контуру выработки принимаются железобетонные анкеры длиной 5 м, диаметром 28 мм. Анкеры расположены с шагом 1 м вдоль направления раскрытия выработки. Толщина набрызг-бетона с арками по контуру выработки составляет 350 мм. По внутренним стенам принимаются фиброглассовые анкеры длиной 3 м и диаметром стержня 22 мм, толщина набрызг-бетона внутренним стенам составляет 200 мм.

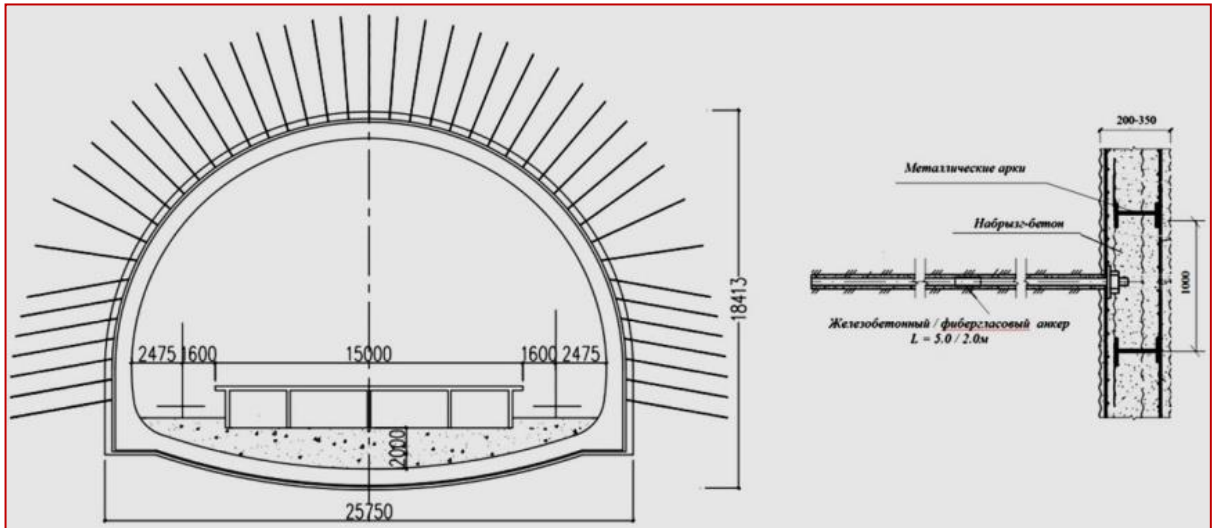


Рисунок 3.1 – Конструкция временной крепи/первичной обделки

Конечно-элементная модель, построенная в комплексной программе FLAC, показана на рисунке 3.2.

Грунтовый массив моделировался объемными элементами с толщиной 1 м. Физико-механические свойства грунтового массива: плотность грунта $22,5 \text{ кН/м}^3$, угол внутреннего трения 27° , коэффициент Пуассона 0,35, модуль деформации 600 МПа, сцепление 0,2 МПа, прочность на сжатие 15 МПа.

Набрызг-бетонная крепь со стальными арками моделируется элементами оболочки. Приведенные модули упругости крепи по периметру проектного очертания выработки и по внутреннему контуру опережающих выработок равны, соответственно, $E'_{пр} = 23000 \text{ МПа}$ и $E''_{пр} = 2300 \text{ МПа}$. Железобетонные и фиброгласовые анкеры моделируются анкерными элементами. Прочность закрепления железобетонных и фиброгласовых анкеров определена в соответствии с рекомендациями, изложенными в ВСН 126-90, и принята в расчетах для железобетонных анкеров 176 кН, для фиброгласовых анкеров – 138 кН на один метр длины анкера.

В разработанных конечно-элементных моделях выделялись основные расчетные этапы, соответствующие технологическим этапам проходческих работ при сооружении станции.

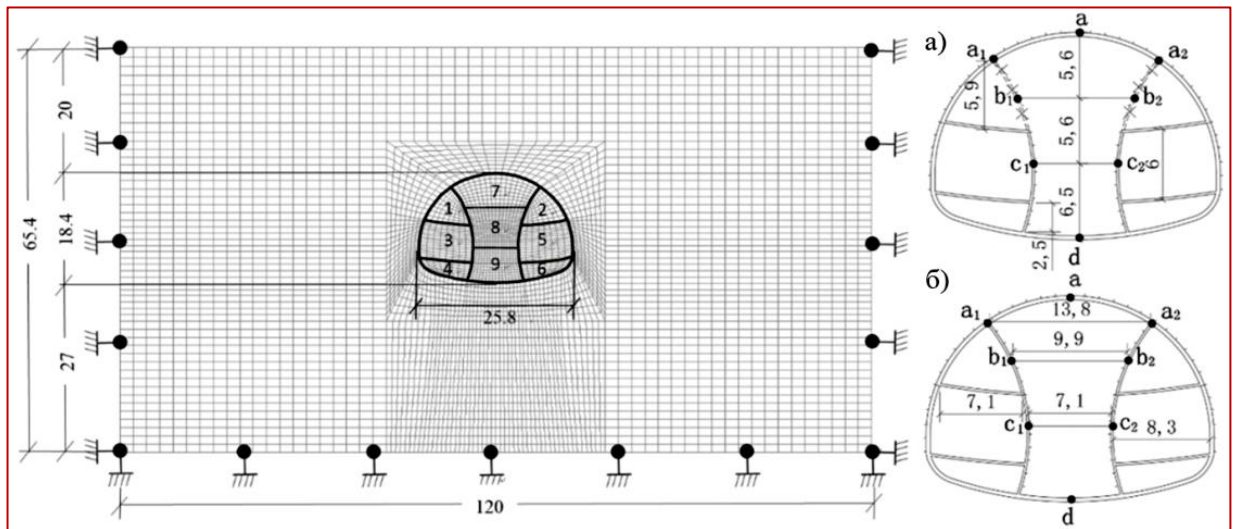


Рисунок 3.2 – Расчетная схема конечно-элементной модели

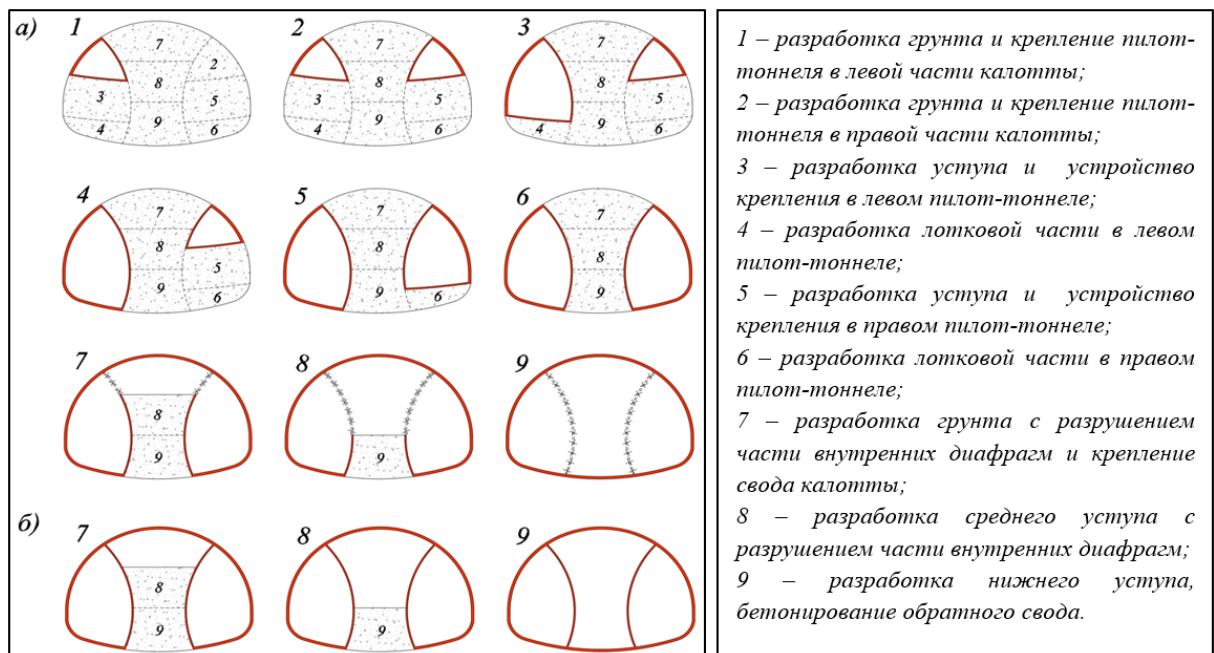


Рисунок 3.3 – Порядок выполнения проходческих работ: а – с разрушением внутренних диафрагм в процессе разработки грунта; б – с разрушением внутренних диафрагм после раскрытия выработки до проектного сечения

С учетом специфики метода основное внимание уделено анализу устойчивости грунтового массива, заключенного между внутренними диафрагмами (ядро сечения). С этой целью рассматривались два возможных варианта производства работ после проходки и крепления боковых пилот-тоннелей:

- разработка грунта в ядре сечения с частичным разрушением внутренних диафрагм (рисунок 3.3, а);
- разработка грунта в ядре сечения с разрушением внутренних диафрагм после раскрытия выработки до проектного сечения (рисунок 3.3, б).

В процессе выполнения численного эксперимента фиксировались осадки поверхности земли, характер напряженно-деформированного состояния грунтового массива, вмещающего выработку, и грунта центрального ядра выработки, смещения характерных точек как на контурной временной крепи/первичной обделке, так и на внутренних железобетонных диафрагмах, а также по величине усилий в анкерах.

Порядок выполнения проходческих работ показан на рисунке 3.3.

3.3 Результаты исследований

3.3.1 Напряженно-деформированное состояние в грунтовом массиве

По результатам численного анализа выявлены осадки поверхности земли по этапам выполнения проходческих работ и вертикальное смещение шельги свода выработки при двух вариантах разрушения диафрагм (рисунок 3.4).

Анализ вертикальных смещений шельги свода и кровли выработки позволяет заключить, что принятая система крепления и порядок разработки пилот-тоннелей практически исключают смещение грунтового массива до окончания проходки боковых тоннелей (этапы 1–6). При дальнейшей разработке грунта с одновременным разрушением внутренних диафрагм осадки земной поверхности нарастают постепенно и к завершению проходческих работ достигают 22 мм. В случае, если разработка грунта ведется с сохранением железобетонных диафрагм в ядре сечения, осадки поверхности земли после раскрытия калотты стабилизируются при величине 7 мм (этап 7) и сохраняются до завершения проходческих работ. Однако, после разрушения внутренних диафрагм осадки резко возрастают, но остаются в тех же пределах, которые были зафиксированы при выполнении работ по первому варианту.

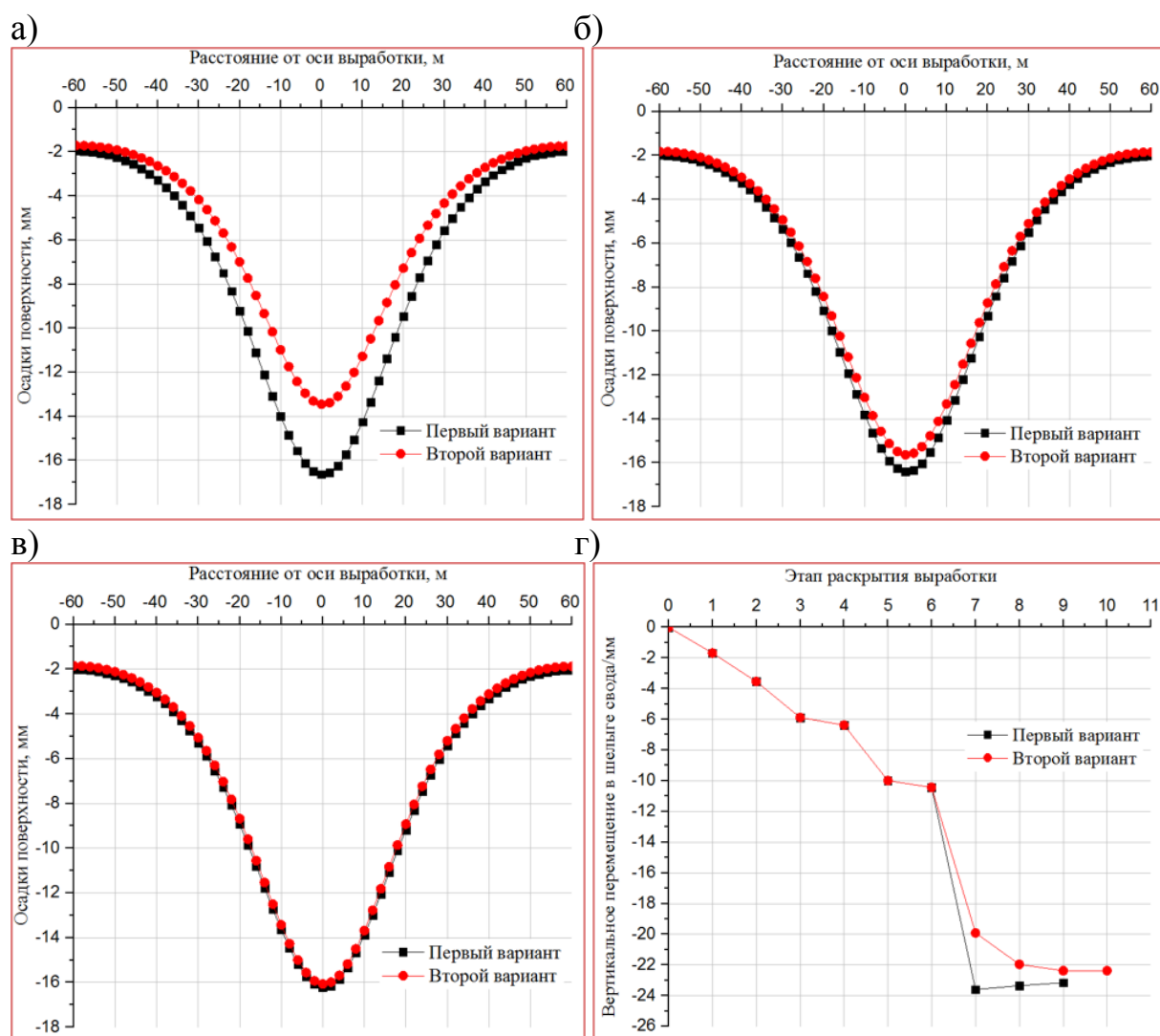


Рисунок 3.4 – Осадки поверхности земли на этапах разработки центрального ядра:
 а – калотты; б – среднего уступа; в – нижнего уступа; г – вертикальное смещение
 шельги свода

По результатам численного анализа выявлен характер формирования и определены значения главных напряжений σ_3 и σ_1 в грунтовом массиве вблизи выработки и в ядре сечения с частичным разрушением внутренних диафрагм (рисунок 3.5) и с разрушением внутренних диафрагм после раскрытия выработки до проектного сечения (рисунок 3.6).

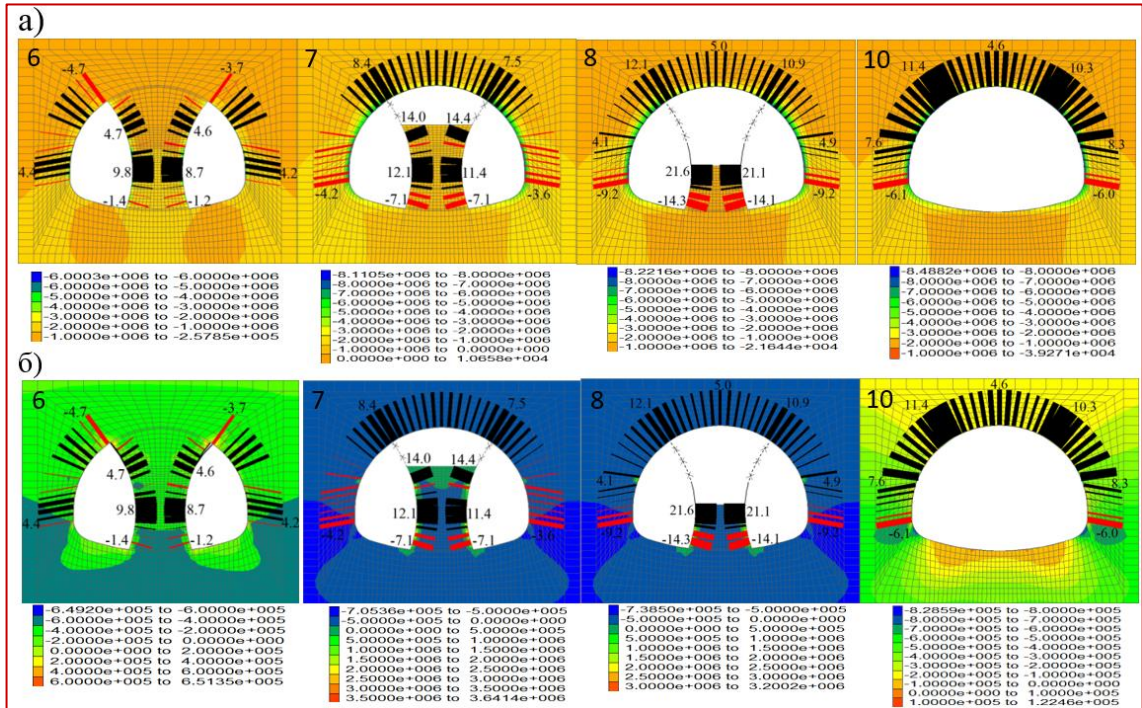


Рисунок 3.5 – Распределение максимальных (а) и минимальных (б) главных напряжений (Па) и усилия в анкерах (кН) по этапам выполнения проходческих работ с разрушением внутренних диафрагм при разработке грунта

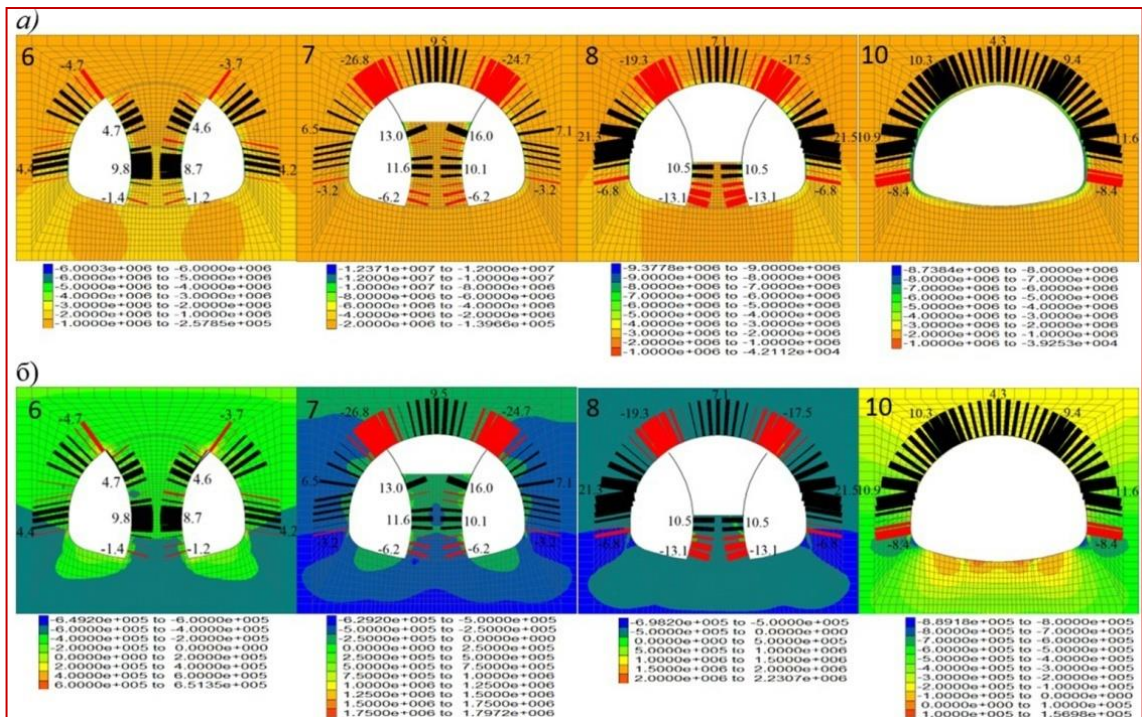


Рисунок 3.6 – Распределение максимальных (а) и минимальных (б) главных напряжений (Па) и усилия в анкерах (кН) после раскрытия выработки до проектного сечения

После выполнения проходческих работ по двум вариантам раскрытия выработки существенного различия в характере распределения и в величинах напряжений в окружающем грунтовом массиве практически не наблюдается. В каждом случае преобладают сжимающие напряжения.

На всех этапах выполнения проходческих работ эти напряжения находятся на низком уровне. В боках выработки максимальные сжимающие напряжения достигли 8,2 МПа, в подошве выработки появились небольшие растягивающие напряжения, которые находятся в пределах 0,16 МПа.

3.3.2 Напряженно-деформированное состояние крепи/первичной обделки

Характер напряженно-деформированного состояния арочно-набрызг-бетонной крепи существенно не изменяется при стадийной технологии раскрытия выработки по любой из рассмотренных технологических схем. Уровень максимальных и минимальных напряжений после раскрытия выработки на полное сечение обеспечивает со значительным запасом несущую способность конструкции в рассмотренных условиях строительства (рисунок 3.7).

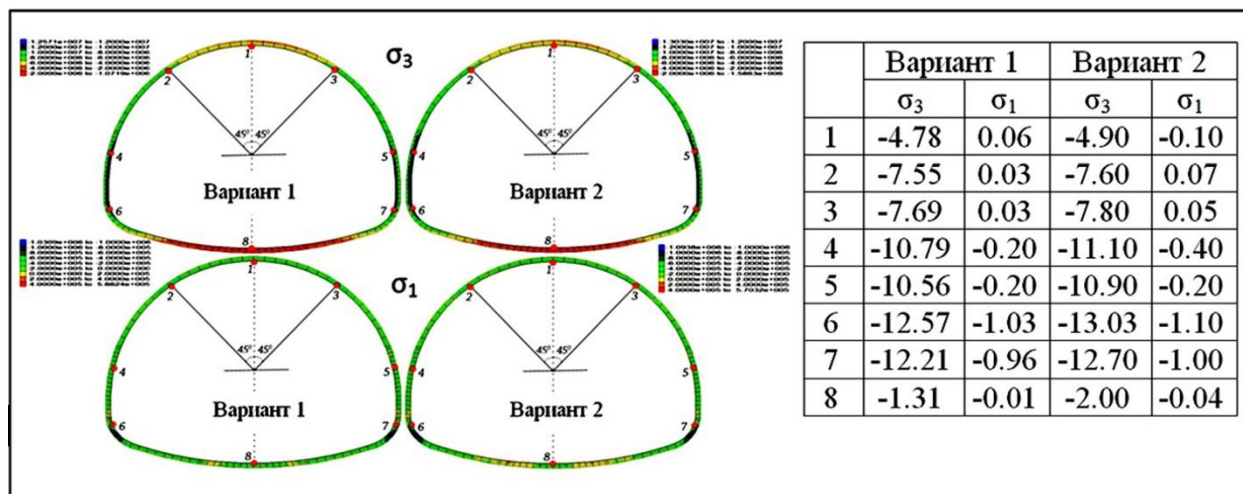


Рисунок 3.7 – Распределение главных напряжений σ_3 (КПа) во временной крепи в процессе раскрытия центрального ядра: а – с разрушением внутренних диафрагм в процессе разработки ядра сечения; б – с разрушением внутренних диафрагм после раскрытия выработки до проектного сечения

На различных этапах расчета, отражающих специфику проходческих операций, зафиксированы знакопеременные усилия в системе анкерной крепи не только на каждом из этапов раскрытия выработки, но и при разных вариантах выполнения проходческих операций (рисунок 3.5 и рисунок 3.6). Так, в узлах примыкания железобетонных диафрагм еще на стадии разработки боковых пилот-тоннелей (этап–6) в анкерах появляются небольшие сжимающие усилия (красный цвет), величина которых в кровле составляет 4–5 кН. После разработки калотты с одновременным разрушением крепи пилот-тоннелей анкеры в своде работают на растяжение с усилием 7,5 до 8,5 кН. В процессе разработки ядра сечения растягивающие усилия в анкерах по контуру выработки нарастают. Сжимающие усилия сохраняются только в узлах примыкания сохраненных элементов обратного свода боковых тоннелей. После раскрытия выработки на полное сечение растягивающие усилия фиксируются во всех анкерах, достигая максимума 11 кН. Исключение составляют анкеры, испытывающие сжатие, расположенные на участке сопряжения стен с обратным сводом.

Вариант разработки грунта в ядре сечения с разрушением внутренних диафрагм после раскрытия выработки до проектного сечения вносит существенные коррективы в работу анкеров. Характер распределения и величина усилий в анкерах на участке примыкания внутренних диафрагм после разработки калотты (этап–7) резко изменяются. Сжимающие усилия в узлах примыкания жестких элементов крепи боковых тоннелей резко возрастают, достигая значений 28 кН. Сохраненные до окончания проходческих работ диафрагмы сдерживают смещения грунта в ядре сечения и снижают вдвое максимальные усилия в анкерах с 21 кН до 10,5 кН.

3.3.3 Напряженно-деформированное состояние внутренних диафрагм

Характер изменения напряженно-деформированного состояния внутренних диафрагм в процессе раскрытия выработки до проектного очертания представлен значениями смещений (таблица 3.1) и главных напряжений (таблица 3.2) в характерных точках этих элементов. Из данных о горизонтальных смещениях

внутренних стен пилот-тоннелей, следует, что после раскрытия калотты и разрушения части стены (этап–7) смещение точки b_1 в сторону пилот-тоннелей возросло в 4 раза по сравнению с периодом окончания в этих тоннелях проходческих работ. Это привело к образованию зоны пластических деформаций в верхней части заключенного между диафрагмами грунтового массива.

Таблица 3.1 – Горизонтальное смещение во внутренних диафрагмах, мм

Точки фиксации	Вариант 1				Вариант 2			
	6	7	8	9	6	7	8	9
b_1	-2,2	-9,2			-2,2	0,0	10,0	7,9
b_2	1,8	9,0			1,8	-0,5	-10,0	-7,8
c_1	-3,3	-3,3	-3,6	2,5	-3,3	-2,6	-1,9	9,2
c_2	2,9	2,9	3,2	-3,2	2,9	2,6	1,6	-9,5

Таблица 3.2 – Главные напряжения во внутренних диафрагмах на этапах раскрытия выработки

Варианты модели	Этапы раскрытия	Главные напряжения , МПа							
		σ_3				σ_1			
		b_1	b_2	c_1	c_2	b_1	b_2	c_1	c_2
Разрушение диафрагм в процессе разработки грунта, начиная с этапа 7,	6	-3,75	-3,16	-7,98	-6,85	-0,01	-0,01	-0,06	-0,05
	7	-0,18	-0,18	-0,07	-0,06	0,34	0,37	1,30	1,59
	8			-1,86	-1,85			0,64	0,65
	9			-0,87	-0,84			0,18	0,17
Разрушение диафрагм после замыкания обратного свода	7	-16,23	-15,54	-9,40	-8,85	0,42	0,40	-0,08	-0,09
	8	-12,07	-11,52	-11,90	-11,39	-0,26	-0,25	0,03	0,06
	9	-9,86	-9,29	-9,00	-8,52	-0,17	-0,16	0,05	0,05

В то же время при варианте раскрытия стационарной выработки с сохранением внутренних диафрагм, стены пилот-тоннелей после разработки калотты под действием усилий, возникающих при деформации крепи/первичной обделки, смещаются на величину до 10 мм (этап 7–9), но в сторону оси выработки. Незначительные по величине горизонтальные смещения точек с происходят в сторону пилот-тоннелей до 8 этапа работ. Затем, несмотря на разные решения о последовательности разрушения внутренних диафрагм, смещения этих точек происходят в сторону оси стационарной выработки, причем при схеме работ по первому варианту эти смещения увеличиваются в 3 раза, а по второму – в 6 раз.

В случае раскрытия выработки с разрушением части диафрагм в процессе разработки грунта в диафрагмах возникают незначительные растягивающие напряжения. При сохранении железобетонных диафрагм до замыкания обратного свода сжимающие напряжения в этих элементах превышают 16 МПа непосредственно после раскрытия калотты (этап–7).

3.3.4 Зона пластических деформаций в центральном ядре

На рисунке 3.8 приведена картина формирования зоны пластических деформаций в грунтовом массиве. До разработки центрального ядра сечения граница области пластических деформаций распространена в массиве на небольшую глубину и равномерно рассредоточена вдоль внешней стены пилот-тоннелей, в то же время в массиве ядра сечения в узлах сопряжения с элементами обратных сводов крепи пилот-тоннелей пластические деформации распространяются на глубину до 3 м. После раскрытия калотты область пластических деформаций смыкается в кровле выработки, распространяясь на глубину 4 м и эта граница остается постоянной до полного раскрытия выработки как при разрушении диафрагм в процессе разработки грунта, так и с разрушением внутренних диафрагм после раскрытия выработки до проектного сечения.

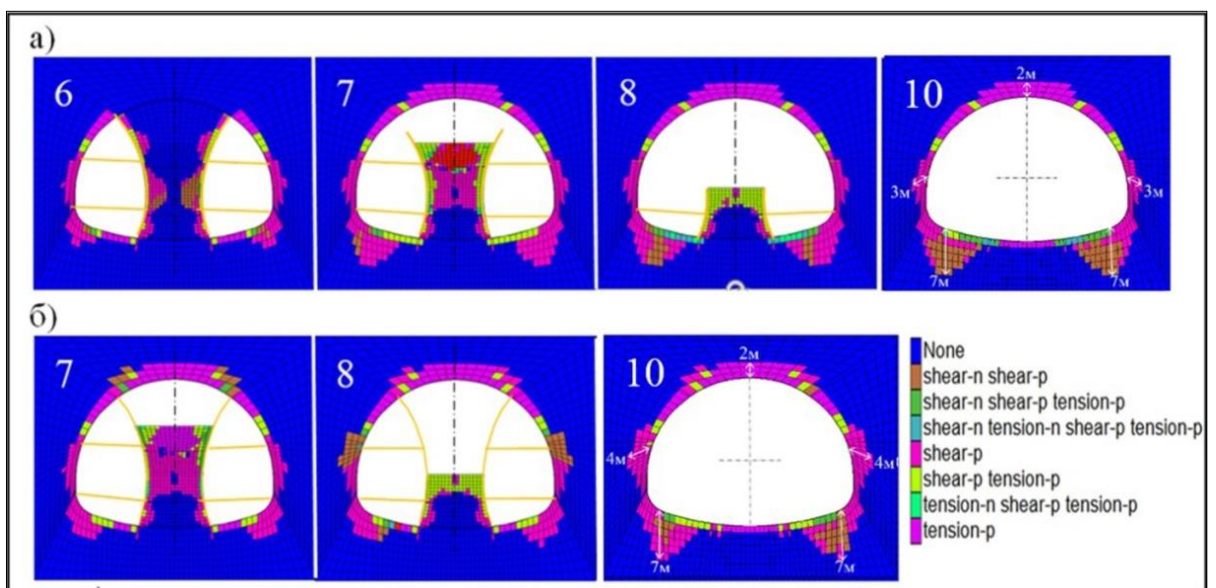


Рисунок 3.8 – Зоны пластических деформаций в центральном ядре на этапах разработки: а – при первом варианте; б – при втором варианте

Существенное влияние на напряженно-деформированное состояние как грунтового массива, так и элементов крепи отмечается после разработки и крепления калотты (этап–7). Возникшая локальная область пластических деформаций вблизи пят свода заметно увеличивается в глубь массива на каждом этапе работ и достигает 5–7 м. Следует также отметить, что после последовательного разрушения диафрагм в верхней части грунтового ядра возникают обширные области предельного равновесия вследствие смещения диафрагм в сторону боковых пилот-тоннелей.

Таким образом, при решении вопроса о последовательности разрушения железобетонных диафрагм следует иметь ввиду недостаток первого варианта разрушения, который заключается в том, что внутренние стены боковых пилот-тоннелей, заанкеренные в скальный массив, способствовали увеличению устойчивости центрального ядра станционного тоннеля при работе в нижней части сечения до того момента, когда первичная обделка была замкнута обратным сводом. Снижение несущей способности последовательно разрушаемых стен по первому варианту, сопряжено с определенным риском обрушения грунта в центральном ядре. Это потребует разработки специальных мероприятий для обеспечения безопасности производства.

3.4 Оценка степени влияния физико-механических характеристик грунтового массива на напряженно-деформированное состояние исследуемой системы

Точность результатов численного моделирования тесно связана с выбором математических моделей и параметров грунтового массива, используемых в процессе расчета. При построении математической модели, выбор физико-механических характеристик грунтового массива и значение их величин оказывают существенное влияние на результат расчета. Из большого количества параметров грунтового массива, влияющих на устойчивость выработки, при построении модели важно выделить те из них, которые имеют определяющее значение в исследуемом процессе.

В основу исследований положена методика построения математических моделей с использованием вероятностно-статистического метода системного анализа [67]. За входные параметры грунта приняты модуль деформации, коэффициент Пуассона, сцепление и угол внутреннего трения. Базовые значения входных параметров соответствовали грунтам IV и V классов (таблица 2.1). Интервал изменения их значений в расчетах показан в таблице 3.3.

Таблица 3.3 – Входные параметры задачи

Входные параметры	Базовые значения	Граничные условия	
		Нижняя граница	Верхняя граница
Модуль деформации E, ГПа	3,0	0,5	6,0
Коэффициент Пуассона ν	0,3	0,25	0,36
Сцепление C, МПа	0,6	0,08	1,1
Угол внутреннего трения φ°	30	18	40

В качестве выходных параметров были приняты напряжения, возникающие в крепи и осадки земной поверхности, вызванные раскрытием выработки, (учитывая их негативное влияние в городских условиях). Значения выходных параметров были получены путем преобразования входных параметров. Число преобразований, необходимых для составления достоверной вероятностно-статистической модели, определилось методом планирования экспериментов.

Статистическая модель построена в виде степенного полинома методами нелинейной регрессии. Количество уравнений, описывающих модель, соответствовало числу выходных параметров задачи. Сведения о напряженно-деформированном состоянии временной крепи/первичной обделки и грунтового массива при различных вариантах входных параметров, были получены в результате статистических расчетов, выполненных с использованием конечно-элементного программного комплекса MIDAS GTS NX. Результаты расчета представлены в виде графиков, приведенных на рисунке 3.9 и в таблицах 3.4–3.7.

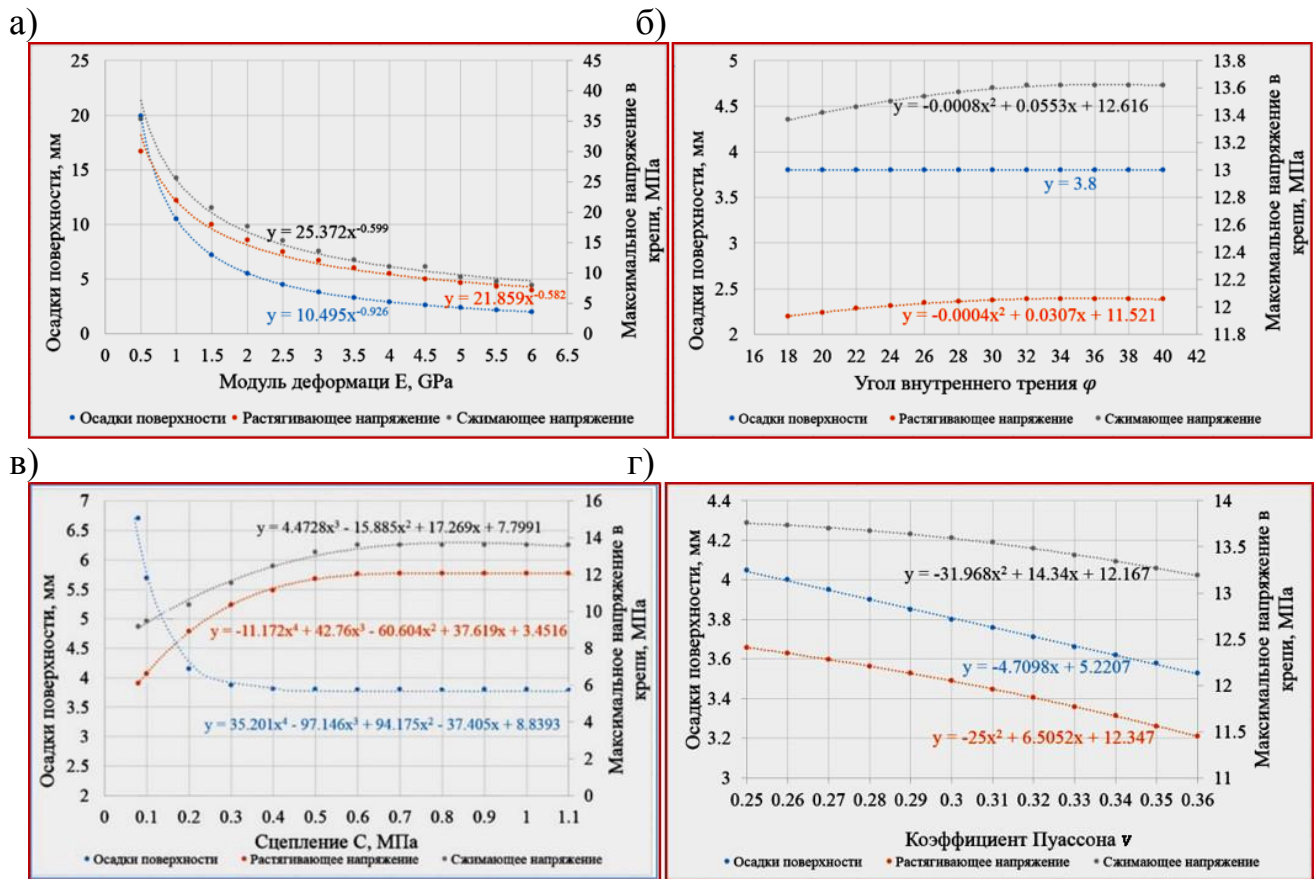


Таблица 3.4 – Выходные параметры по показателю модули деформации E

Модуль деформации E, ГПа	Осадки поверхности, мм	Максимальное напряжение в крепи, МПа	
		на растяжение	на сжатие
0,5	19,9	30,08	35,32
1,0	10,50	21,94	25,60
1,5	7,20	17,96	20,73
2,0	5,53	15,44	17,64
2,5	4,50	13,53	15,35
3,0	3,80	12,05	13,60
3,5	3,30	10,86	12,21
4,0	2,91	9,87	11,07
4,5	2,61	9,04	11,01
5,0	2,36	8,33	9,30
5,5	2,16	7,72	8,61
6,0	1,99	7,19	8,01

Таблица 3.5 – Выходные параметры по показателю угла внутреннего трения, φ

Угол внутреннего трения φ °	Осадки поверхности, мм	Максимальное напряжение в крепи, МПа	
		на растяжение	на сжатие
18	3,80	11,93	13,37
20	3,80	11,96	13,42
22	3,80	11,99	13,46
24	3,80	12,01	13,50
26	3,80	12,03	13,54
28	3,80	12,04	13,57
30	3,80	12,05	13,60
32	3,80	12,06	13,62
34	3,80	12,06	13,62
36	3,80	12,06	13,62
38	3,80	12,06	13,62
40	3,80	12,06	13,62

Таблица 3.6 – Выходные параметры по показателю сцепления, C

Сцепление C , МПа	Осадки поверхности, мм	Максимальное напряжение в крепи, МПа	
		на растяжение	на сжатие
0,08	6,71	6,10	9,18
0,1	5,69	6,62	9,48
0,2	4,15	8,93	10,35
0,3	3,87	10,36	11,56
0,4	3,81	11,15	12,46
0,5	3,80	11,79	13,22
0,6	3,80	12,05	13,60
0,7	3,80	12,06	13,62
0,8	3,80	12,06	13,62
0,9	3,80	12,06	13,62
1,0	3,80	12,06	13,62
1,1	3,80	12,06	13,62

Таблица 3.7 – Выходные параметры по показателю коэффициента Пуассона, ν

Коэффициент Пуассона ν	Осадки поверхности, мм	Максимальное напряжение в крепи, МПа	
		на растяжение	на сжатие
0,25	4,05	12,41	13,76
0,26	4,00	12,35	13,73
0,27	3,95	12,28	13,70
0,28	3,90	12,21	13,67
0,29	3,85	12,13	13,64
0,30	3,80	12,05	13,60
0,31	3,76	11,96	13,55
0,32	3,71	11,87	13,48
0,33	3,66	11,77	13,41
0,34	3,62	11,67	13,34
0,35	3,58	11,56	13,27
0,36	3,53	11,45	13,19

Метод анализа степени влияния различных факторов на параметры исследуемого объекта является одним из методов системного анализа. Предполагается, что система содержит системную характеристику P и ее n факторов, выраженных как $P = f(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n)$. Сначала предположим основное состояние $P^* = f(x_1^*, x_2^*, x_3^*, \dots, x_n^*)$.

Пусть каждый фактор изменяется в диапазоне возможных значений, которые отклоняются от основного состояния. Исследуется степень влияния на системные характеристики P при изменении факторов x_i [67, 68, 69].

Для того, чтобы провести сравнительный анализ степени влияния различных параметров, характеризующих прочностные и деформационные свойства грунтового массива на напряженно-деформированное состояние элементов рассматриваемой системы, принятые входные и выходные параметры этой системы представлены в безразмерных величинах. Эти действия выполнялись с использованием выражения:

$$S_i = \left| \frac{\Delta P}{P} \right| / \left| \frac{\Delta x_i}{x_i} \right| = \left| \frac{\Delta P}{\Delta x_i} \right| \left| \frac{x_i}{P} \right|, \quad (3.1)$$

где S_i – степень влияния фактора x_i , $i=1, 2, 3, \dots, n$; $|\Delta P/P|$ и $|\Delta x_i/x_i|$ – отношения отклонений выходного и входного параметров к их базовому значению.

При малых значениях $|\Delta x_i/x_i|$ формула (3.1) может быть аппроксимирована как

$$S_i = \left| \frac{dP}{dx_i} \right| \left| \frac{x_i}{P} \right| \quad i=1, 2, 3, \dots, n \quad (3.2)$$

Согласно формуле (3.2) выявлена степень влияния каждого из входных параметров задачи x_i на величину искомого выходных параметров P .

Если небольшое изменение входного параметра x_i может вызвать значительное изменение выходного параметра P , это означает, что x_i является «высокочувствительным параметром» системной характеристики P , и наоборот, если изменение x_i не существенно влияет на изменение P , то x_i является «низкочувствительным параметром». Иными словами результаты расчета отражают «чувствительность» процесса силового взаимодействия элементов

рассматриваемой системы при изменении прочностных и деформационных свойств грунтового массива.

На рисунке 3.9 показана зависимость между выходными и входными параметрами, определенная по формулам:

$$\left. \begin{aligned} P &= \frac{10,495}{E^{0,926}} \\ P &= 3,8 \\ P &= 35,201C^4 - 97,146C^3 + 94,175C^2 - 37,405C + 8,8393 \\ P &= -4,7098\nu + 5,2207 \end{aligned} \right\} \quad (3.3)$$

$$\left. \begin{aligned} P &= \frac{21,859}{E^{0,582}} \\ P &= -0,0004\varphi^2 + 0,0307\varphi + 11,521 \\ P &= -11,172C^4 + 42,76C^3 - 60,604C^2 + 37,619C + 3,4516 \\ P &= -25\nu^2 + 6,5052\nu + 12,347 \end{aligned} \right\} \quad (3.4)$$

$$\left. \begin{aligned} P &= \frac{25,372}{E^{0,599}} \\ P &= -0,0008\varphi^2 + 0,05534\varphi + 12,616 \\ P &= 4,4728C^3 - 15,885C^2 + 17,269C + 7,7991 \\ P &= -31,968\nu^2 + 14,34\nu + 12,67 \end{aligned} \right\} \quad (3.5)$$

где P – выходный параметр, E – модуль деформации, φ – угол внутреннего трения, C – сцепление, ν – коэффициент Пуассона.

Зависимость между входными параметрами и осадкой земной поверхности определялась по формуле (3.3), максимальными растягивающими напряжениями в крепи – по формуле (3.4), максимальными сжимающими напряжениями в крепи – по формуле (3.5).

Степень влияния входных параметров на выходные параметры определялась по формулам:

$$\left. \begin{aligned} S_i(E) &= 0,926 \\ S_i(\varphi) &= 0 \\ S_i(C) &= \frac{|140,804C^4 - 291,438C^3 + 188,35C^2 - 37,405C|}{|35,201C^4 - 97,146C^3 + 94,175C^2 - 37,405C + 8,8393|} \\ S_i(\nu) &= \frac{|-4,7098\nu|}{|-4,7098\nu + 5,2207|} \end{aligned} \right\} \quad (3.6)$$

$$\left. \begin{aligned} S_i(E) &= 0,582 \\ S_i(\varphi) &= \frac{|-0,0008\varphi^2+0,0307\varphi|}{|-0,0004\varphi^2+0,0307\varphi+11,521|} \\ S_i(C) &= \frac{|-44,688C^4+128,28C^3-121,208C^2+37,619C|}{|-11,172C^4+42,76C^3-60,604C^2+37,619C+3,4516|} \\ S_i(\nu) &= \frac{|-50\nu^2+6,5052\nu|}{|-25\nu^2+6,5052\nu+12,347|} \end{aligned} \right\} \quad (3.7)$$

$$\left. \begin{aligned} S_i(E) &= 0,599 \\ S_i(\varphi) &= \frac{|-0,0016\varphi^2+0,05534\varphi|}{|-0,0008\varphi^2+0,05534\varphi+12,616|} \\ S_i(C) &= \frac{|13,4184C^3-31,77C^2+17,269C|}{|4,4728C^3-15,885C^2+17,269C+7,7991|} \\ S_i(\nu) &= \frac{|-63,936\nu^2+14,34\nu|}{|-31,968\nu^2+14,34\nu+12,67|} \end{aligned} \right\} \quad (3.8)$$

Степень влияния входных параметров на осадку поверхности определялась по формуле (3.6), на максимальные растягивающие напряжения в крепи – по формуле (3.7), на максимальные сжимающие напряжения в крепи – по формуле (3.8).

В частности, в малопрочных скальных и полускальных грунтах (IV и V классов) при заданных размерах выработки и принятых параметрах первичной обделки/временной крепи установлено:

- наибольшую степень влияния на величину максимальных напряжений в крепи ($S = 0,6$) и осадки земной поверхности ($S = 0,9$) на всем интервале расчетных параметров грунта оказывает модуль деформации грунтового массива (рисунок 3.10, а);

- увеличение коэффициента Пуассона не оказывает существенного влияния на выходные параметры, находясь в пределах величин $0,04 < S < 0,2$ в полускальных грунтах и $0,2 < S < 0,3$ в малопрочных скальных грунтах;

- изменение угла внутреннего трения практически не влияет на характер напряженно-деформированного состояния рассматриваемой системы (рисунок 3.10, б);

- влияние величины сцепления на выходные параметры системы носит нелинейный характер и степень этого влияния на каждый из выходных параметров различна (рисунок 3.10, в). Так, в малопрочных полускальных грунтах при величине сцепления в пределах 0,08 МПа влияние на осадку поверхности

возрастает, достигая максимального значения при 0,2 МПа ($S = 0,48$). Далее в интервале $0,2 < C < 0,4$ МПа зафиксировано заметное снижение «чувствительности» осадок земной поверхности к изменению сдвиговых характеристик грунта ($0,5 < S < 0,03$). Дальнейшее увеличение сцепления до граничного его значения не оказывает влияния на осадки земной поверхности;

- в полускальных грунтах (IV класс) максимальные растягивающие напряжения в крепи более чувствительны к изменению величины сцепления, чем напряжения сжатия. В интервале величин $0,08 < C < 0,2$ МПа степень влияния сцепления на растягивающие напряжения возрастает, достигая значения ($0,3 < S < 0,4$). Напряжения в крепи выработки, заложенной в более прочных грунтах менее чувствительны к изменению величины сцепления, а при $0,6 \leq C \leq 1,1$ МПа, напряжения в крепи не изменяются с увеличением этого параметра (рисунок 3.10, в).

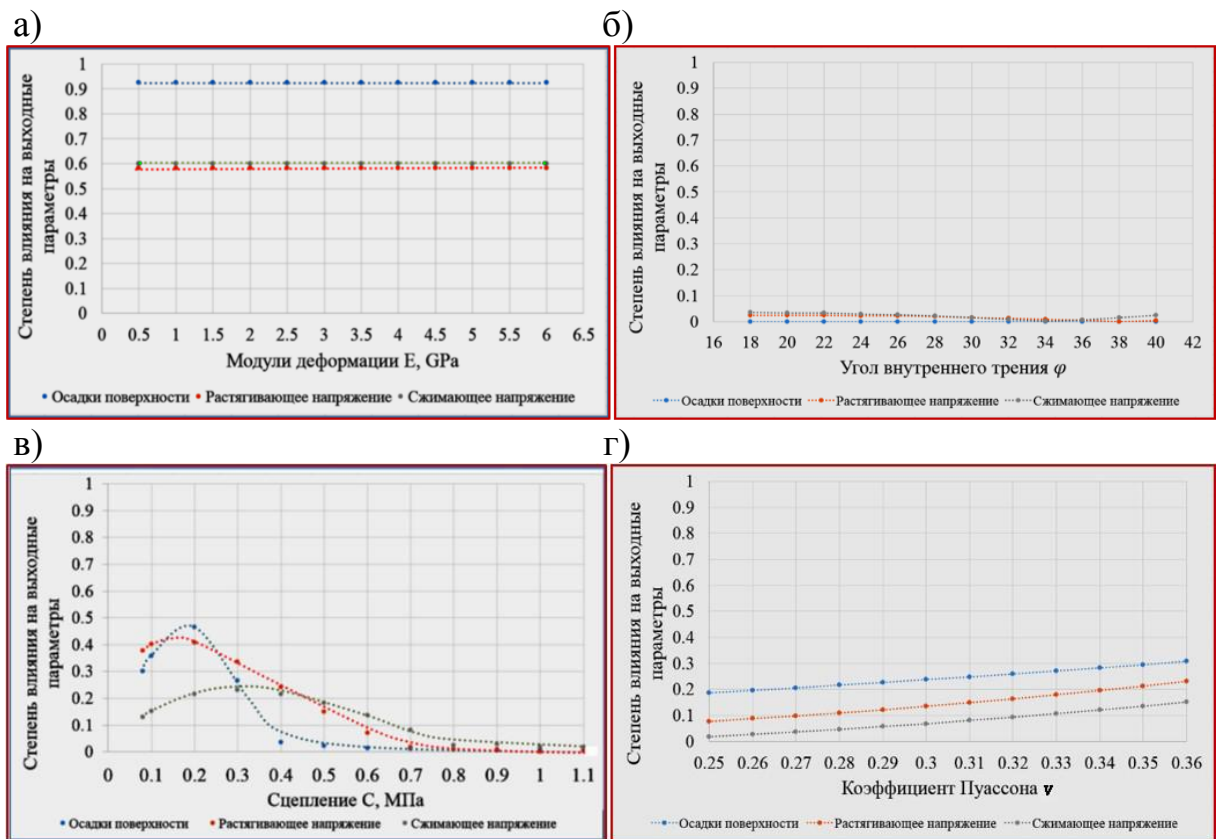


Рисунок 3.10 – Степень влияния: а – модуля деформации; б – угла внутреннего трения; в – сцепления; г – коэффициента Пуассона на осадки поверхности и напряжения в крепи

3.5 Влияние параметров временной крепи/первичной обделки на устойчивость выработки

Временная крепь/первичная обделка состоит из набрызг-бетона, стальных арок и анкеров. Исходные параметры крепи/первичной обделки и физико-механические характеристики грунтового массива соответствуют указанным ранее в п. 3.2. С целью исследования влияния параметров крепи на устойчивость выработки, в расчетах изменяли жесткость арочно-набрызг-бетонной крепи, установленных по периметру раскрытой до проектного сечения выработки (таблица 3.8).

Таблица 3.8 – Исходные данные для расчета

Крепь	1	2	3	4
Модуль упругости арочно-набрызг-бетонной крепи, МПа / %	$\frac{5750}{25}$	$\frac{11500}{50}$	$\frac{17250}{75}$	$\frac{23000}{100}$

Основными критериями устойчивости выработки приняты деформации контура крепи. По результатам расчета получены значения вертикального смещения в точках 1 и 2, значения горизонтального смещения в точках 3 и 4 при разной жесткости крепи (рисунок 3.11).

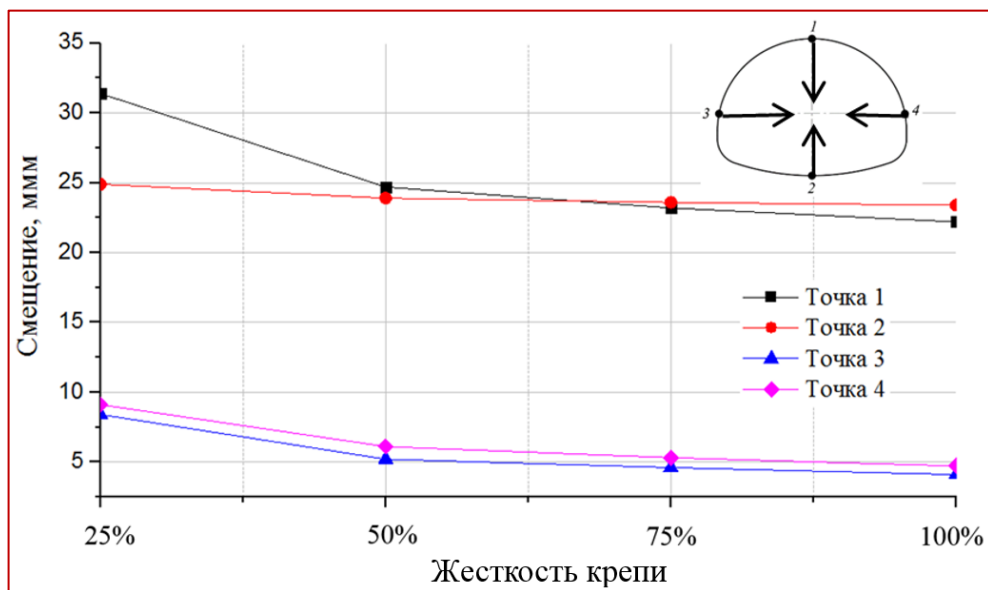


Рисунок 3.11 – Смещение в характерных точках при разной жесткости крепи

Из рисунка 3.11 следует, что в условиях принятых конфигурации и размеров выработки, расположенной в малопрочных скальных грунтах жесткость крепи заметно влияет на смещения шельги свода и боковых стен и значительно меньше на смещение обратного свода. Так с увеличением жесткости крепи в указанном диапазоне значений вертикальное смещение шельги свода уменьшается примерно на 30 % – с 31,4 мм до 22,2 мм. С увеличением жесткости крепи горизонтальное смещение в точке 3 уменьшается вдвое – с 8,4 мм до 4,1 мм. Примерно на столько же снижается горизонтальное смещение в точке 4 – с 9,1 мм до 4,7 мм. Смещение в точке 3 несколько отличается от смещения в точке 4, где произошло наложение полей напряжений в результате проходки правого пилот-тоннеля. Отметим, что при снижении жесткости крепи до 25 % в стенах крепи появились растягивающее напряжения интенсивностью до 3 МПа. По мере увеличения жесткости крепи растягивающие напряжения постепенно переходят в сжимающие. После выполнения проходческих работ уровень главных напряжений обеспечивает несущую способность крепи – запас несущей способности конструкции не превышает 50 % в рассмотренных условиях строительства станции.

Выводы по главе

1. Особенность выполнения проходческих работ с предварительной проходкой боковых опережающих забоев помимо выявления закономерности деформирования крепи и смещения грунтового массива на каждом из этапов выполнения проходческих работ требует решения целого комплекса технических задач, обеспечивающих минимизацию технологических рисков.

2. При разработке грунта в ядре сечения с одновременным разрушением внутренних диафрагм осадки земной поверхности нарастают постепенно и к завершению проходческих работ достигают 22 мм. В случае, если разработка грунта в ядре сечения ведется с сохранением железобетонных диафрагм, то после разрушения внутренних диафрагм осадки резко возрастают, но остаются в тех же пределах, которые были зафиксированы при выполнении работ по первому варианту.

3. После выполнения проходческих работ по двум вариантам раскрытия выработки существенного различия в характере распределения и в величинах напряжений в окружающем грунтовом массиве не наблюдается. В каждом случае преобладают сжимающие напряжения, значения которых находятся на низком уровне.

4. Характер напряженно-деформированного состояния арочно-набрызг-бетонной крепи существенно не изменяется при разработке ядра сечения по любой из рассмотренных технологических схем. Уровень максимальных и минимальных напряжений после раскрытия выработки на полное сечение обеспечивает со значительным запасом несущую способность конструкции в рассмотренных условиях строительства.

5. При разработке ядра сечения с последовательным разрушением диафрагм после того, как выработка раскрыта на полное сечение, во всех анкерах зафиксированы растягивающие усилия. Сохраненные до окончания проходческих работ диафрагмы сдерживают смещения грунта в ядре сечения и снижают вдвое максимальные усилия в анкерах.

6. Снижение несущей способности последовательно разрушаемых стен по первому варианту, сопряжено с определенным риском обрушения грунта в центральном ядре. Это потребует разработки специальных мероприятий для обеспечения безопасности производства. Сохраненные внутренние стены боковых пилот-тоннелей в процессе разработки ядра сечения способствуют увеличению устойчивости ядра сечения стационарного тоннеля до того момента, когда первичная обделка будет замкнута обратным сводом.

7. Установлено, что в малопрочных скальных и полускальных грунтах (IV и V классов) при заданных размерах выработки и принятых параметрах первичной обделки/временной крепи:

- изменение коэффициента Пуассона и угла внутреннего трения практически не влияет на характер напряженно-деформированного состояния рассматриваемой системы, наибольшую степень влияния на величину максимальных напряжений в

крепя и осадки земной поверхности на всем интервале расчетных параметров грунта оказывает модуль деформации грунтового массива;

- при величине сцепления в пределах 0,08 МПа влияние на осадку поверхности возрастает, достигая максимального значения при 0,2 МПа. Далее в интервале $0,2 < C < 0,4$ МПа зафиксировано заметное снижение «чувствительности» осадок земной поверхности к изменению сдвиговых характеристик грунта, а дальнейшее увеличение сцепления не оказывает влияния на осадки земной поверхности;

- в полускальных грунтах (IV класс) максимальные растягивающие напряжения в крепи более чувствительны к изменению величины сцепления, чем напряжения сжатия. В интервале величин $0,08 < C < 0,2$ МПа степень влияния сцепления на растягивающие напряжения возрастает;

- напряжения в крепи выработки, заложенной в более прочных грунтах менее чувствительны к изменению величины сцепления, а при $0,6 \leq C \leq 1,1$ МПа, напряжения в крепи не изменяются с увеличением этого параметра.

4 ПРОГНОЗ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ ПРИ СТАДИЙНОЙ ТЕХНОЛОГИИ РАСКРЫТИЯ ВЫРАБОТКИ ОДНОСВОДЧАТОЙ СТАНЦИИ МЕТРОПОЛИТЕНА В Г. ЧУНЦИН (КНР) В ОБЪЕМНОЙ ПОСТАНОВКЕ ЗАДАЧИ

В предыдущих главах диссертационной работы изложена суть инновационных технологий при сооружении тоннелей большого пролета и по результатам исследования плоских моделей обоснована схема поэтапного раскрытия методом боковых пилот-тоннелей. В этой главе разработаны математические модели в объемной постановке задачи, отражающие основные технологические этапы ведения проходческих работ способом боковых пилот-тоннелей, применительно к односводчатым станциям метрополитена.

Цель исследований, изложенных в данной главе – разработать и обосновать методику прогнозирования напряженно-деформированного состояния временной крепи и грунтового массива с максимальным приближением к реальным условиям как физико-механических характеристик скального массива, так и конструктивно-технологических параметров проходческих работ. Задача решалась путем 3D-численного моделирования с использованием программного комплекса MIDAS GTS NX[70].

Имитационная модель, созданная MIDAS GTS NX, может быть ближе к реальным условиям строительства и процессу строительства. В соответствии с существующими теориями расчета подземных сооружений она предоставляет множество конструктивных моделей, параметров материала и граничных условий, что дает исследователям и специалистам большие возможности. ПК MIDAS GTS NX отличается от предыдущих программных обеспечений для численного анализа, большинство из которых представляют собой потоки команд. Применение «помощника» на этапе построения сложных моделей, а также интуитивно понятный и хорошо организованный интерфейс позволяют сократить время подготовки конечно-элементной модели и анализа результатов.

4.1 Построение модели и порядок проведения исследований

Решение о применении 3D-моделирования, более сложного по сравнению с 2D-моделированием, которое характеризуется относительной легкостью в построении и запуске вычислительной модели и интерпретации результатов, обосновано достаточно сложными проходческими работами в условиях последовательной разработки и крепления выработки несколькими опережающими забоями [71, 72, 73, 74].

Для подтверждения достоверности разработанной выше методики прогнозирования напряженно-деформированного состояния временной крепи/первичной обделки и грунтового массива автором выполнено численное моделирование, основываясь на опыте, накопленном при строительстве односводчатой станции «Северный вокзал» на кольцевой линии метрополитена в городе Чунцин (КНР). Исходные данные о конструктивно-технологических параметрах односводчатой станции и физико-механических характеристиках скального массива, вмещающего выработку приведены в главе 3.

Геометрические параметры сечения и опережающих забоев выработки, а также последовательность раскрытия выработки показаны на рисунке 4.1.



Рисунок 4.1 – Поперечное сечение выработки и порядок раскрытия опережающих забоев

В разработанных конечно-элементных моделях выделялись основные расчетные этапы, соответствующие технологическим этапам проходческих работ при сооружении станции. Расчетная схема конечно-элементной модели в объемной постановке задачи представляла собой фрагмент выработки станционного тоннеля

длиной 110 м (рисунок 4.2). Длина заходки опережающих забоев составляла 2 м. Длина участка проходческих работ составляла 80 м. Впереди выработки, раскрытой до проектного очертания, оставлен массив грунта на длине 30 м для того, чтобы оценить степень устойчивости лба забоя большепролетной выработки, а также установить характер и величину осадок земной поверхности впереди забоя. На рисунке 4.3 показаны фрагменты численных моделей на основных этапах раскрытия выработки.

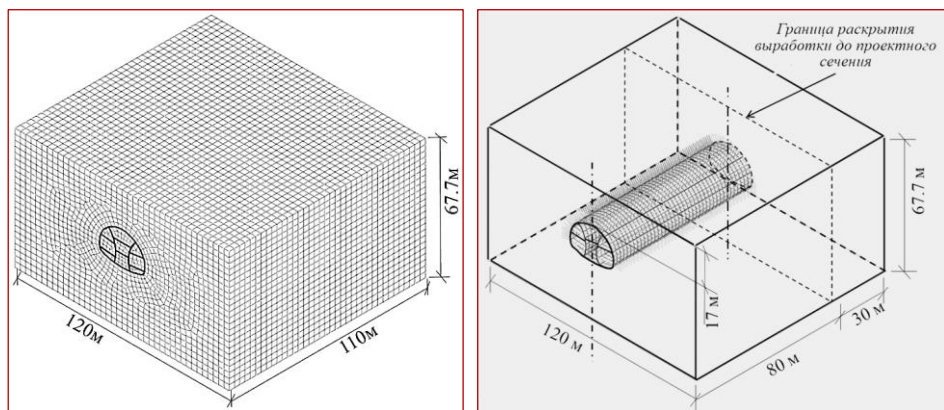


Рисунок 4.2 – Исходная конечно-элементная модель станционного тоннеля

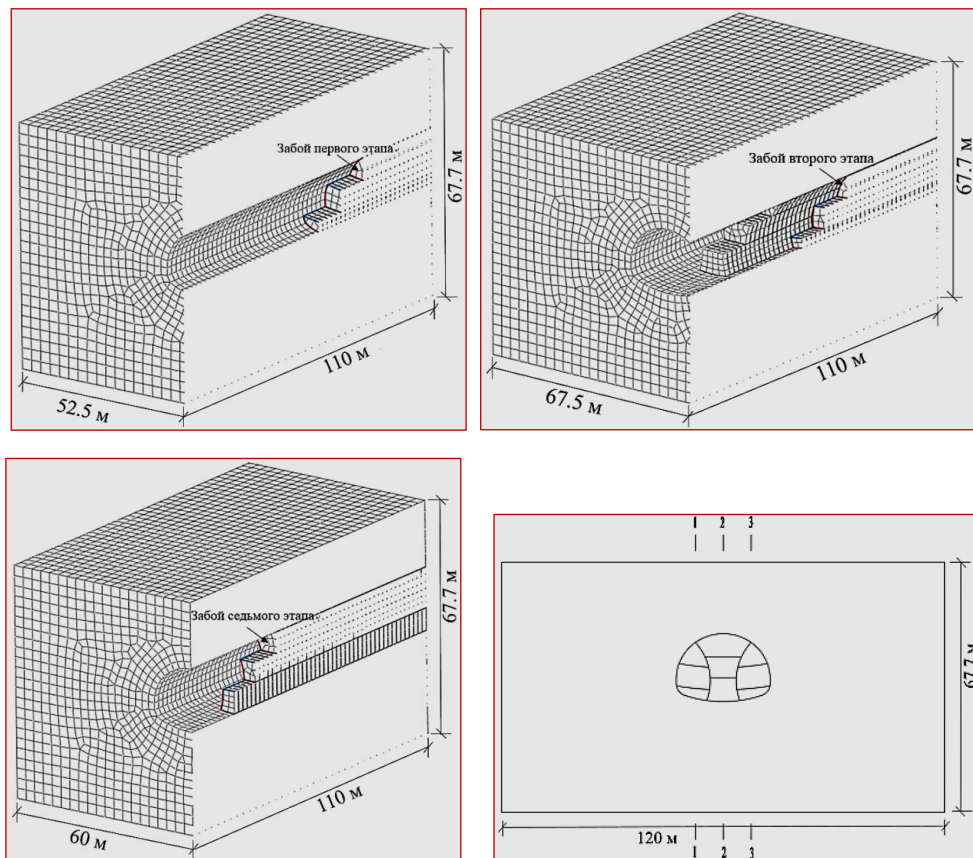


Рисунок 4.3 – Этапы ведения проходческих работ при раскрытии выработки

Технологическая схема выполнения проходческих работ предполагает проходку опережающих выработок и центрального ядра уступным способом (рисунок 4.4). При этом в модели длина уступа l_y варьировалась от $1/4 L_B$ до $1/2 L_B$ (L_B – пролет выработки). К разработке калотты центрального ядра приступали на расстоянии $5l_y$ от забоя 1 левого пилот-тоннеля.

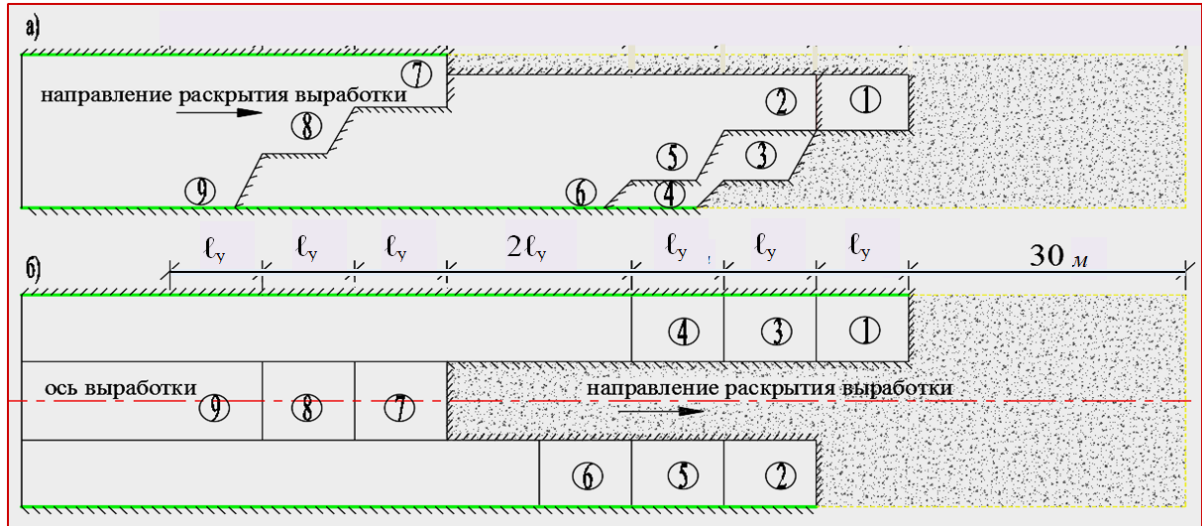


Рисунок 4.4 – Технологическая схема выполнения проходческих работ:
а – продольный разрез; б – план

В модели учитывался расчетный параметр α (см. п. 2.2). Величина этого параметра определалась по формуле (2.4) при полупролете боковых пилот-тоннелей 4 м и расстоянии крепи от забоя 2 м принималась 0,3 на каждом из этапов разработки опережающих забоев. Первый этап расчета служил для определения начального поля напряжений. На этом этапе все элементы крепи считаются неактивными. На последующих этапах элементы крепи вводятся в модель в несколько последовательных шагов для формирования первичной обделки.

4.2 Результаты исследований

4.2.1 Напряженно-деформированное состояние скального массива

В процессе выполнения численного моделирования фиксировались осадки земной поверхности, показатели НДС окружающего выработку грунтового массива, в том числе в массиве ядра сечения, деформации характерных точек на

контуре временной крепи/первичной обделки и на внутренних железобетонных стенах/диафрагмах, изучались особенности формирования области пластических деформаций с учетом взаимного влияния опережающих выработок, в том числе и впереди забоя в торце раскрытой до проектного сечения выработки при завершении проходческих работ в торце стационарного комплекса.

1) Вертикальные смещения в скальном массиве

На рисунке 4.5 приведен пример картины распределения вертикальных смещений в скальном массиве после раскрытия выработки до проектного сечения при разработке ядра сечения.

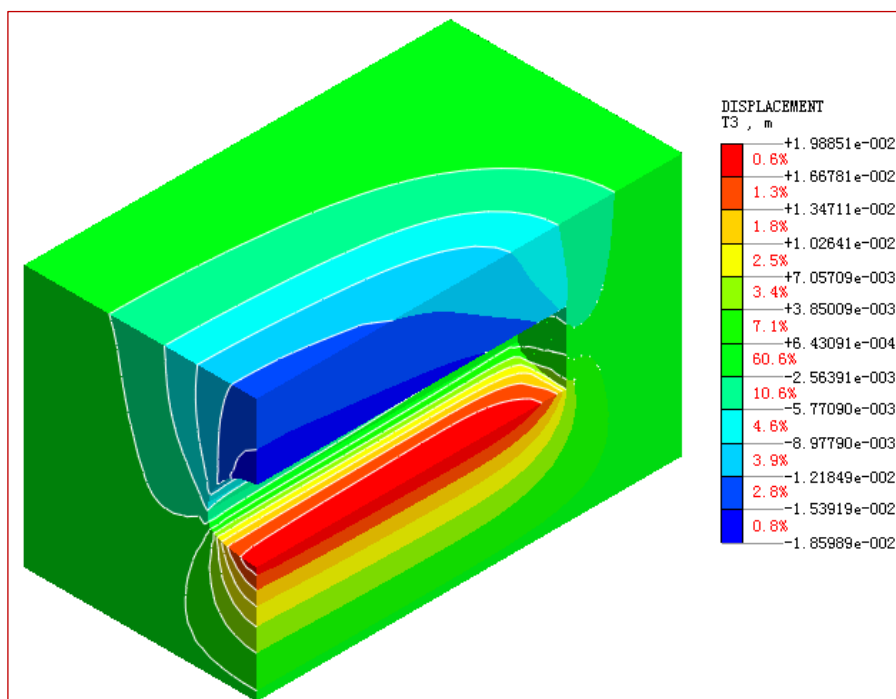


Рисунок 4.5 – Пример картины вертикальных смещений грунтового массива после раскрытия выработки до проектного сечения при разработке ядра сечения с длиной 10 м

Графики смещения шельги свода полностью раскрытой до проектного сечения выработки по мере продвижения опережающих забоев боковых пилот-тоннелей и центрального ядра при различной длине уступа показаны на рисунке 4.6а. Положение забоев, при котором фиксировались осадки шельги свода, отмечено на графике сечениями 1-1 – 10-10. Расстояние между этими сечениями соответствуют длине уступа, принятого в исследуемом варианте численной модели.

Положение забоя в сечении 9-9 соответствует передовому забою правого пилот-тоннеля. Сечение 5-5 соответствует ситуации, когда проходка и крепление боковых пилот-тоннелей завершены, а раскрытие центрального ядра еще не началось.

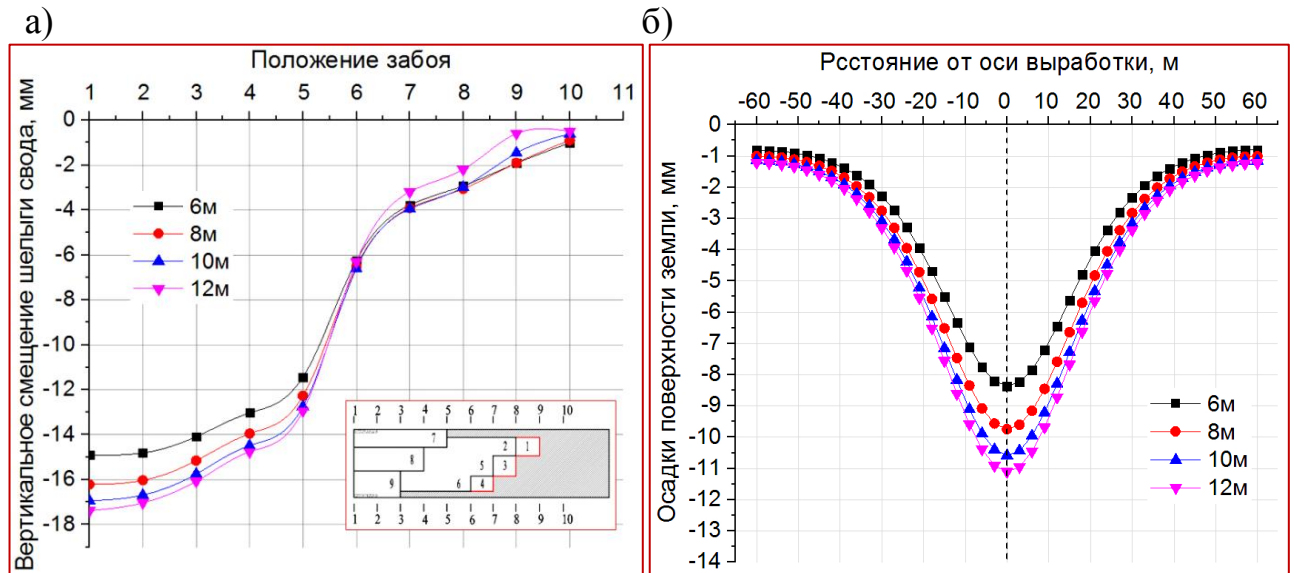


Рисунок 4.6 – Вертикальное смещение шельги свода при продвижении забоев опережающих выработок (а) и мульды оседания земной поверхности после раскрытия выработки до проектного сечения (б)

Из анализа графиков следует, что длина уступа при проходке пилот-тоннелей не оказывает существенного влияния на смещения шельги свода. После завершения раскрытия боковых пилот-тоннелей деформации шельги свода составили всего 4 мм (22 % от максимального значения). Больше влияние на эти показатели оказывает длина уступа, принятая при разработке центрального ядра. В этом случае величина деформации увеличивается на 14 мм, что составляет 78 % от их максимального значения (18 мм). Отсюда следует, что при разработке центрального ядра выработки, длину уступа следует назначать, руководствуясь не только требованиями развития фронта работ, но и соображениями, касающимися разработки мероприятий по обеспечению устойчивости выработки.

На рисунке 4.6б приведены графики осадки земной поверхности после раскрытия выработки до проектного сечения при различной длине уступа.

Следует отметить существенную разницу между величинами смещений шельги свода первичной обделки и осадок земной поверхности, которые были

получены в результате численного моделирования на плоской и на объемной моделях (рисунок 4.7). Так, максимальная осадка поверхности земли после выполнения проходческих работ, определенная с помощью объемной модели составила 10 мм, а с помощью плоской модели увлечивалась на 40 % и достигла 16 мм. Вертикальная деформация шельги свода после выполнения проходческих работ, определенная с помощью объемной модели составила 14,4 мм, а с помощью плоской модели увлечивалась на 55 % и достигла 22,4 мм. При исследовании осадок земной поверхности на плоской модели осадки стабилизировались после восьмого этапа, а с помощью объемной модели осадки поверхности земли продолжались до окончания проходческих работ. При численном анализе, выполненном как на плоской модели, так и на объемной установлено, что на осадки земной поверхности в наибольшей степени влияет разработка ядра сечения.

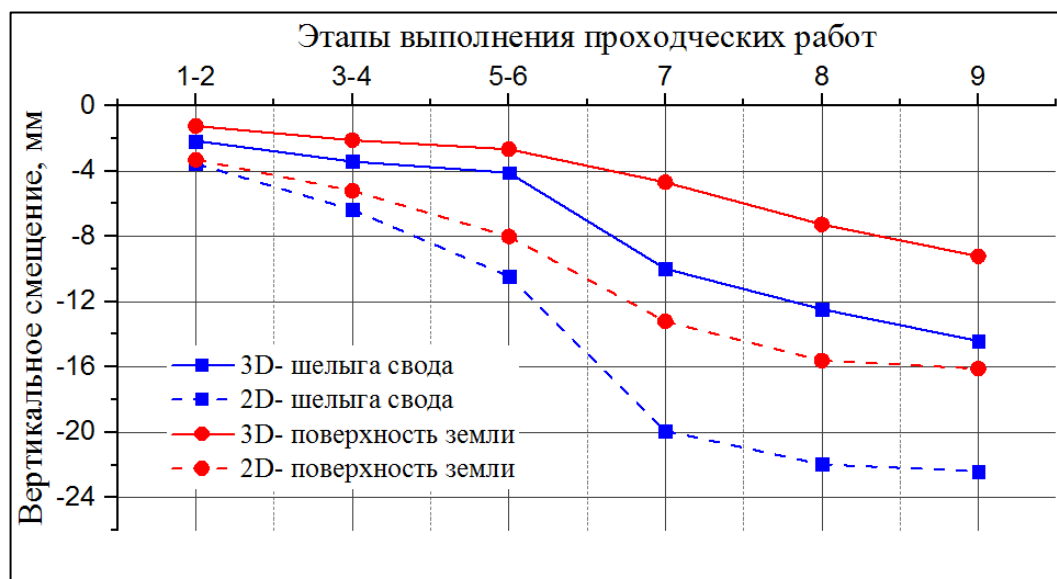


Рисунок 4.7 – Вертикальные смещения шельги свода выработки и осадки поверхности земли по результатам 2D- и 3D-численного анализа

На рисунке 4.8 показаны вертикальные смещения в скальном массиве на разных расстояниях от шельги свода до поверхности земли в процессе поэтапного раскрытия выработки. После проходки боковых пилот-тоннелей осадка поверхности земли составляет 22 % от конечной величины, зафиксированной после завершения этого этапа работ, а после разработки ядра сечения – 78 %. Влияние

раскрытия выработки на осадки окружающего массива по мере приближения к поверхности земли заметно ослабевает. Отсюда следует, что в малопрочных раздробленных скальных грунтах над выработкой, заложенной на глубине, соизмеримой с пролетом, анкерная крепь упрочняет скальный массив, омоноличивая грунтовые блоки. Это подтверждает гипотезу о формировании в прилегающем грунте самонесущей конструкции в виде породной арки (ВСН 126-90).

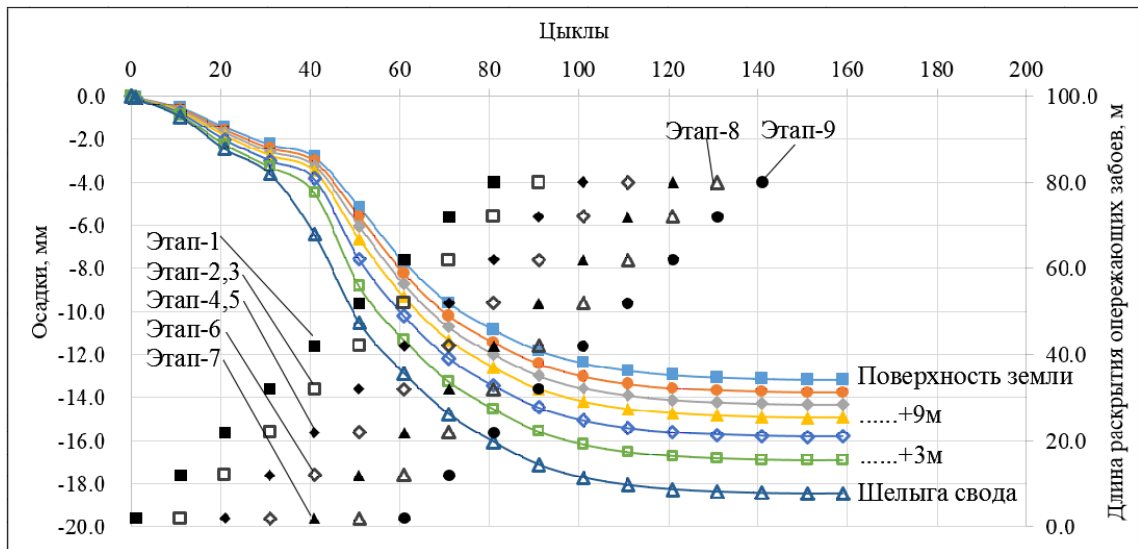


Рисунок 4.8 – Вертикальные смещения в малопрочном скальном массиве в процессе поэтапного раскрытия большепролетной выработки

2) Продольные смещения в скальном массиве.

При строительстве односводчатой станции важными показателями для оценки устойчивости выработки на конечном этапе ее раскрытия до проектного сечения (торцевая стена станционного комплекса) являются продольные смещения в плоскости лба забоя, а также размеры области пластических деформаций впереди лба забоя. Анализ результатов численного моделирования в объемной постановке задачи позволил получить качественные и количественные показатели горизонтальных смещений скального массива вблизи лба забоя выработки, раскрытой до проектного сечения, и область развития пластических деформаций в торце станционного тоннеля (рисунок 4.9).

Максимальные значения продольных смещений (11 мм) проявляются в значительной степени в нижней части забоя. При этом границы области

пластических деформаций в скальном массиве впереди забоя распространяются на длину, равную двум-трем заходкам. На границе этой области продольное смещение составляет 10 мм. Отсюда следует важный практический вывод: чтобы избежать риска обрушения забоя при завершении проходческих работ в раскрытой до проектного очертания выработки, необходимо при приближении к торцу стационарного тоннеля предусмотреть опережающую крепь лба забоя в каждой опережающей выработке. Параметры опережающей крепи необходимо рассчитать с учетом площади забоя в торце выработки стационарного тоннеля, раскрытой до проектного сечения.

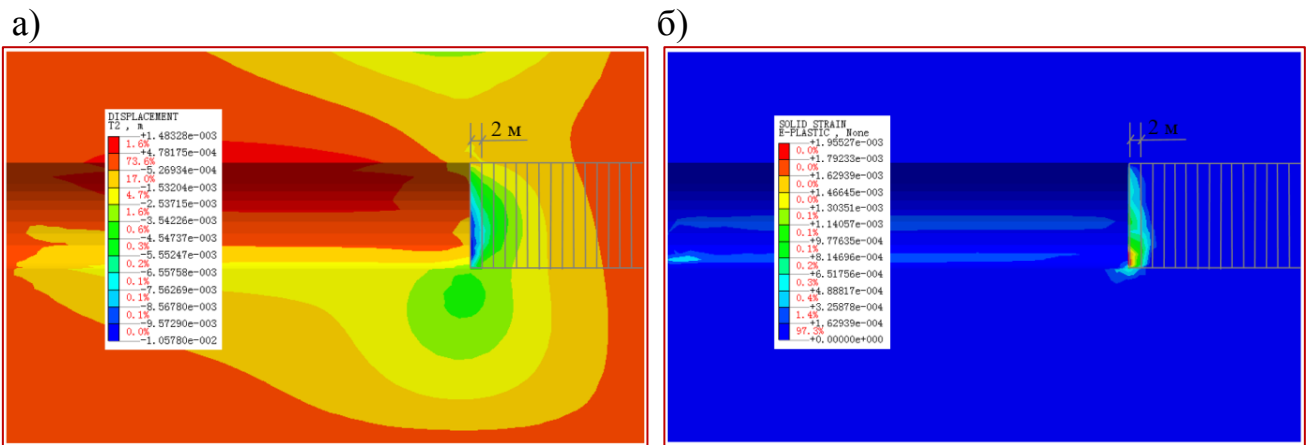


Рисунок 4.9 – Картина горизонтальных смещений в торце стационарного тоннеля (а) и область развития пластических деформаций в скальном массиве (б)

4.2.2. Напряжения в скальном массиве центрального ядра

По результатам численного моделирования получены величины главных напряжений σ_1 и σ_3 в грунтовом массиве вблизи выработки и в массиве ядра сечения (рисунок 4.10).

В грунтовом массиве вблизи выработки и в массиве ядра сечения преобладают сжимающие напряжения. Величина максимального сжимающего напряжения составила 1,75 МПа в пятах свода и не превышает прочности на сжатие скального грутового массива (15 МПа).

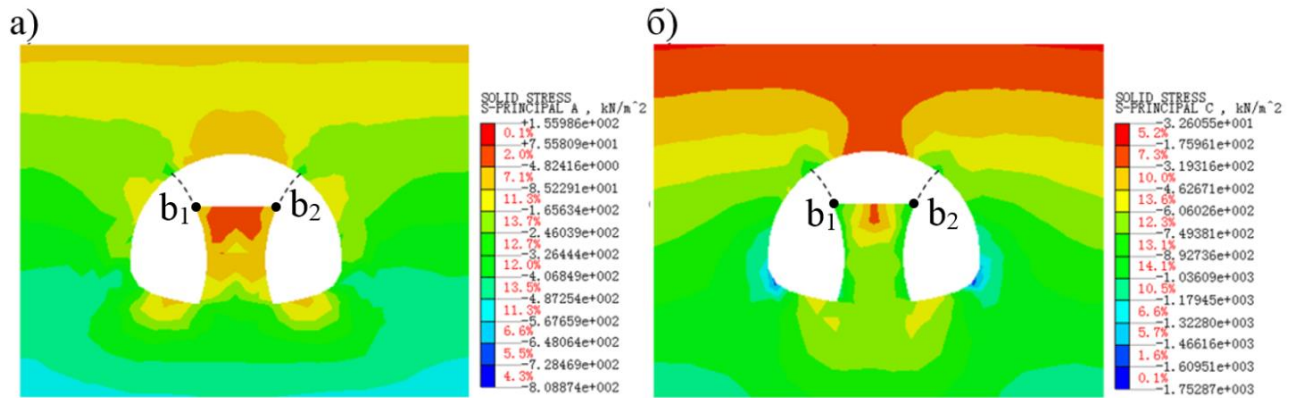


Рисунок 4.10 – Главные напряжения в окружающем грунтовом массиве и в ядре сечения по сечению 5-5 (см. рисунок 4.4, а): а – σ_1 ; б – σ_3

При проходке калотты центрального ядра (этап–7) в подошве выработки появилась область растягивающих напряжений интенсивностью до 0,16 МПа, но это значение меньше прочности на растяжение, равной с учетом структурного ослабления скального грунтового массива 0,17 МПа. При разработке ядра сечения железобетонные диафрагмы максимально смещаются в сторону оси выработки до 7 мм. Максимальные сжимающие напряжения в бетоне диафрагм (10–12 МПа) не превышают предела прочности на сжатие бетона класса В25. Полученные данные о напряженно-деформированном состоянии ядра сечения после раскрытия калотты исключают риск потери устойчивости заключенного между двумя железобетонными диафрагмами армированного анкерами скального массива.

4.2.3 Напряженно-деформированное состояние крепи/первичной обделки

Напряженно-деформированное состояние крепи/первичной обделки напрямую отражает стабильность выработки. Выработка достигает стабильного состояния, то есть не может быть повреждений крепи/первичной обделки из-за больших напряжений, а смещение крепи/первичной обделки не превышает допустимых величин. В этом разделе в основном анализируется устойчивость выработки, закрепленной первичной обделкой, путем фиксации вертикального смещения шельги свода выработки, горизонтального смещения боковых стен и расчета напряжений в арочно-набрызг-бетонной крепи.

1) Горизонтальные смещения крепи

Схождение стен несущей конструкции (конвергенция) является одним из важных показателей оценки устойчивости выработки в процессе строительства. После раскрытия выработки горизонтальные смещения несущей конструкции не должны превышать допустимых нормативных значений.

На рисунке 4.11 приведены графики, отражающие качественные и количественные показатели конвергенции стен временной крепи боковых пилот-тоннелей на различных этапах выполнения проходческих работ с различной длиной уступа. На рисунке 4.11а показаны графики конвергенции стен левого пилот-тоннеля, на рисунке 4.11б – правого пилот-тоннеля.

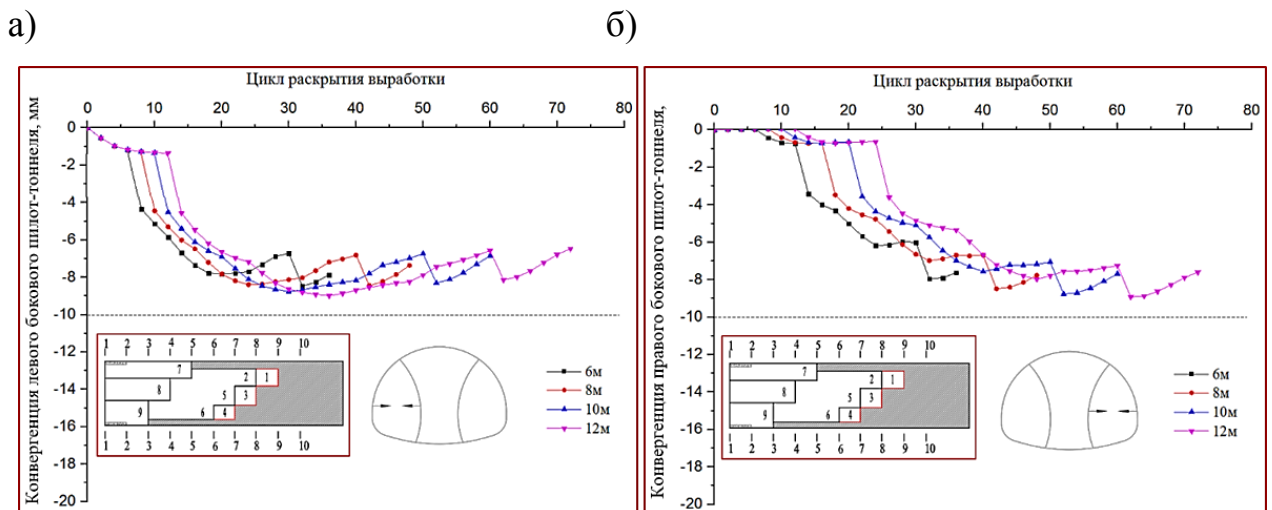


Рисунок 4.11 – Конвергенция стен боковых пилот-тоннелей по сечению б-б

Из графиков, представленных на рисунке 4.11 следует, что при выполнении проходческих работ с различными вариантами длины уступов конвергенция боковых стен пилот-тоннелей находится в пределах нормативных допусков, оставаясь в пределах 9 мм.

2) Анализ напряжений в несущей конструкции

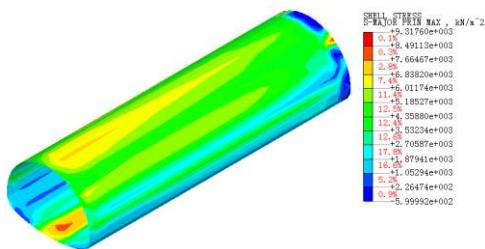
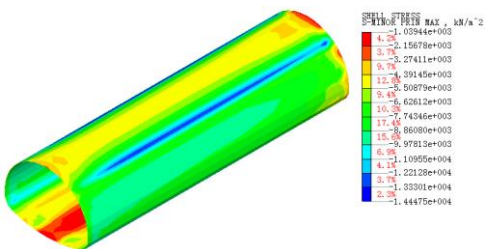
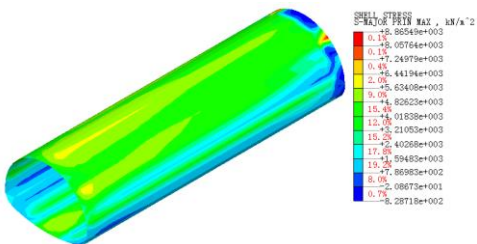
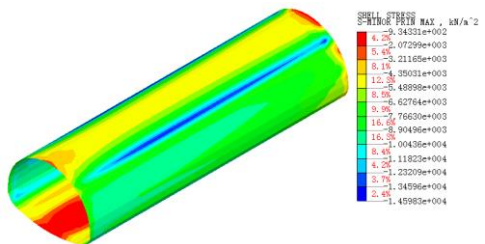
Состояние напряжения в несущей конструкции является одним из важных показателей для оценки устойчивости выработки. Состояние напряжения в несущей конструкции напрямую связано с безопасностью в процессе раскрытия выработки. С помощью анализа величины напряжений и закономерности их

формирования можно судить о безопасности ведения работ или оценить степень возможного риска.

В результате проведенного анализа установлено:

- временная крепь в основном находится под напряжениями сжатия;
- растягивающие напряжения σ_1 возникают в лотковой части выработки после раскрытия ее до проектного сечения;
- с увеличением длины уступа растягивающие напряжения в лотковой части выработки уменьшаются с 7,59 МПа до 5,39 МПа;
- максимальное сжимающее напряжение в шельге свода 14–15 МПа, что не превышает предела прочности на сжатие бетона В25.

Таблица 4.1 – Главные напряжения σ_1 и σ_3 во временной крепи, кПа

Длина уступа	σ_1	σ_3
6 м		
12 м		

Отметим, что в обратном своде крепи полностью раскрытой выработки растягивающие напряжения несколько превышают предел прочности на растяжение бетона класса В25. Однако, конструкция временной крепи выработки предусматривает замыкание ее в лотковой части стальными двутавровыми балками, которые воспримут растягивающие напряжения. В качестве примера в таблице 4.1 показаны картины распределения главных напряжений σ_1 и σ_3 во временной крепи при проходке опережающих выработок уступом длиной 6 и 12 метров.

3) Анализ коэффициента безопасности крепи/первичной обделки

Цель этого раздела – оценить устойчивость выработки раскрытой до проектного сечения по стадийной технологии методом боковых пилот-тоннелей с заданными параметрами временной крепи/первичной обделки по критерию прочности несущей конструкции – коэффициенту безопасности крепи. Коэффициент безопасности является фактором, который отражает степень риска разрушения крепи. Согласно нормам JTG/T 70-2010 «Правила проектирования автодорожных тоннелей» [75], при оценке прочности набрызг-бетона и стальных арок, предполагается, что набрызг-бетон и стальные арки воспринимают нормальные силы, стальные арки – изгибающий момент. Нормативные значения величины коэффициента безопасности крепи приведены в таблице 4.2.

Таблица 4.2 – Допустимые величины коэффициента безопасности крепи

	Комбинация нагрузки	Основная комбинация	Другая комбинация	Случайная комбинация	Комбинация проверки
Причина разрушения	Бетон достигает прочности на сжатие	2,0	1,7	1,5	1,5
	Бетон достигает прочности на растяжение	2,4	2,0	1,8	1,8
	Сталь достигает прочности на сжатие	2,0	1,7	1,5	1,5
	Сталь достигает прочности на растяжение	2,0	1,7	1,5	1,5

При проверке прочности набрызг-бетона и стальных арок предполагается, что набрызг-бетон и стальные арки воспринимают нормальные силы, а стальные арки – изгибающие моменты:

$$N_h = N \frac{A_h E_h}{A_h E_h + A_g E_g}, \quad (4.1)$$

$$M_h = 0, \quad (4.2)$$

$$N_g = N \frac{A_g E_g}{A_h E_h + A_g E_g}, \quad (4.3)$$

$$M_g = M, \quad (4.4)$$

где N , M – нормальная сила и изгибающий момент в сечении;

N_h, N_g – нормальная сила в набрызг-бетоне и стальных арках;

M_h, M_g – изгибающий момент в набрызг-бетоне и стальных арках;

A_h, A_g – площадь сечения набрызг-бетона и стальных арок;

E_h, E_g – модуль упругости набрызг-бетона и стальных арок.

Коэффициент безопасности набрызг-бетона и коэффициент безопасности стальных арок определены по формулам:

$$K_{hy} = \frac{\alpha R_{hy} A_h}{N_h}, \quad (4.5)$$

$$K_g = \frac{R_{gl}}{\frac{N_g + M_g}{A_g + W_g}}, \quad (4.6)$$

где R_{hy} – предел прочности на сжатие набрызг-бетона;

R_{gl} – предел прочности на растяжение стальных арок;

K_{hy} – коэффициент безопасности по прочности на сжатие набрызг-бетона;

K_g – коэффициент безопасности по прочности на растяжение стальных арок;

W_g – жесткость на изгиб в сечении стальных арок;

α – коэффициент влияния эксцентриситета, определяется по таблице 4.3.

Таблица 4.3 – Коэффициент влияния эксцентриситета

e_0/h	α	e_0/h	α	e_0/h	α	e_0/h	α	e_0/h	α
0	1,000	0,10	0,954	0,20	0,750	0,30	0,480	0,40	0,236
0,02	1,000	0,12	0,923	0,22	0,698	0,32	0,426	0,42	0,199
0,04	1,000	0,14	0,886	0,24	0,645	0,34	0,374	0,44	0,170
0,06	0,996	0,16	0,845	0,26	0,590	0,36	0,324	0,46	0,142
0,08	0,979	0,18	0,799	0,28	0,535	0,38	0,278	0,48	0,123
Примечание: e_0 – линейный эксцентриситет, $e_0 = M/N$; h – толщина набрызг-бетона									

После раскрытия выработок по четырем схемам, величины коэффициента безопасности крепи в характерных точках несущей конструкции показаны в таблице 4.4. Распределение коэффициента безопасности крепи показано на рисунке 4.12.

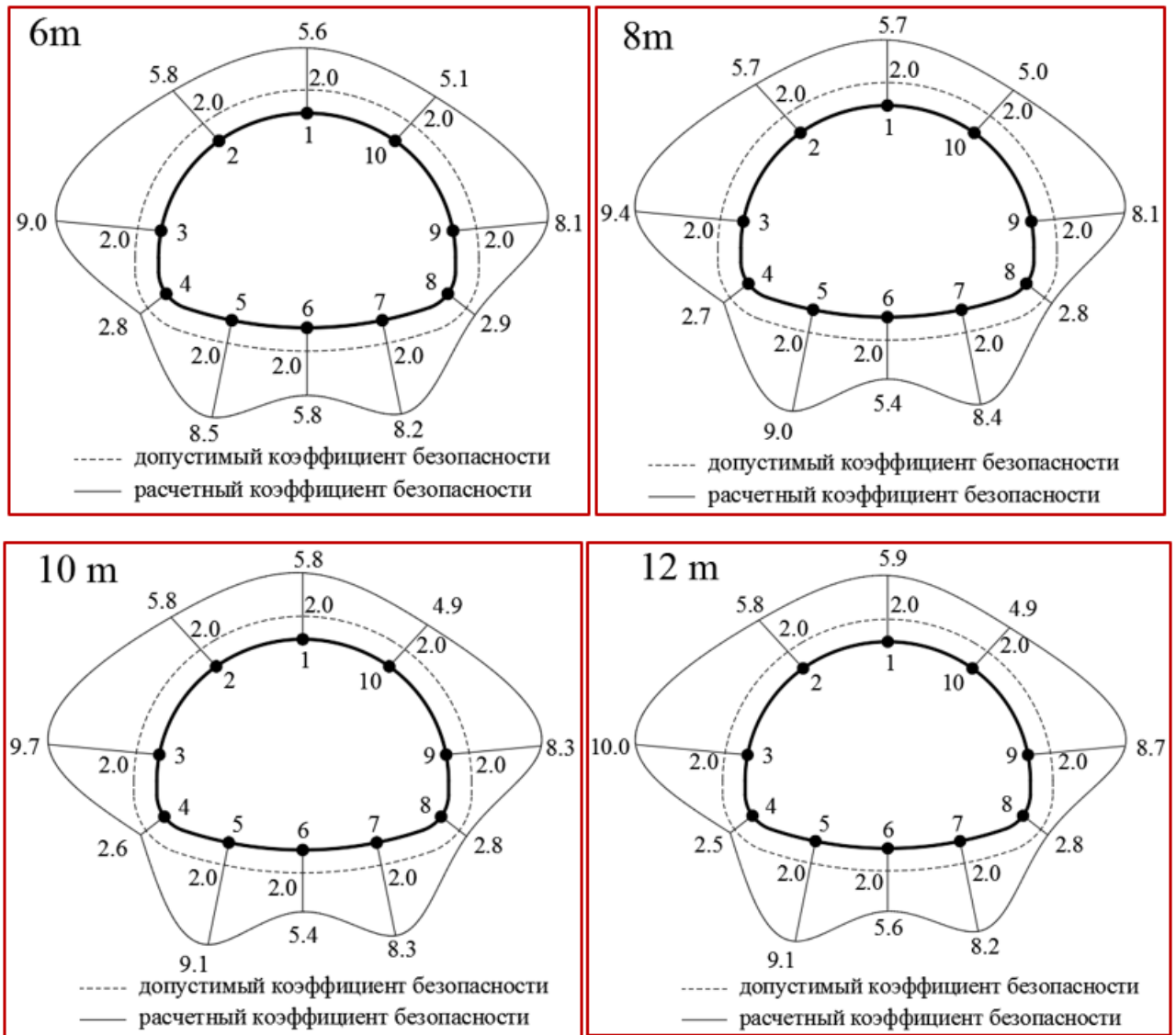


Рисунок 4.12 – Распределение коэффициента безопасности крепи после раскрытия выработки опережающими забоями до проектного сечения с различной длиной уступа

Таблица 4.4 – Статистическая величина коэффициента безопасности крепи

Характерные точки		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6m	Расчетные значения	5,6	5,8	9,0	2,8	8,5	5,8	8,2	2,9	8,1	5,1
	Допустимые значения	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
	Контроль сжатия/растяжения	сж.	сж.	сж.	рас.	рас.	сж.	рас.	рас.	сж.	сж.
8m	Расчетные значения	5,7	5,7	9,4	2,7	9,0	5,4	8,4	2,8	8,1	5,0
	Допустимые значения	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
	Контроль сжатия/растяжения	сж.	сж.	сж.	рас.	рас.	сж.	рас.	рас.	сж.	сж.
10m	Расчетные значения	5,8	5,8	9,7	2,6	9,1	5,4	8,3	2,8	8,3	4,9
	Допустимые значения	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
	Контроль сжатия/растяжения	сж.	сж.	сж.	рас.	рас.	сж.	рас.	рас.	сж.	сж.
12m	Расчетные значения	5,9	5,8	10,0	2,5	9,1	5,6	8,2	2,8	8,7	4,9
	Допустимые значения	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
	Контроль сжатия/растяжения	сж.	сж.	сж.	рас.	рас.	сж.	рас.	рас.	сж.	сж.

Сравнивая величины коэффициента безопасности крепи в характерных точках, следует отметить:

- распределение коэффициентов безопасности по сечениям крепи и их значения после раскрытия выработки опережающими забоями до проектного сечения с различной длиной уступа близки по характеру и величине;

- минимальное значение коэффициента безопасности крепи 2,5 отмечено на уровне пят свода (точка 4 и точка 8), однако находится в пределах допустимого значения, соответствующего нормативным требованиям.

4.3 Основные положения методики прогноза геомеханических процессов при сооружении транспортных тоннелей большого сечения и односводчатых станций метрополитена в малопрочных скальных грунтах

Исследования, проведенные на основе численного трехмерного моделирования, позволили разработать методику прогноза геомеханических процессов силового взаимодействия системы «крепь – грунтовый массив». При этом с достаточной степенью приближения к реальным условиям учитываются технологические особенности поэтапного раскрытия большепролетной выработки до проектного сечения.

Методика может быть реализована с применением современных программных геотехнических комплексов, базирующихся на методе конечных элементов. Область применения методики распространяется на тоннели большого сечения, сооружение которых осуществляется горным способом с поэтапным раскрытием выработки опережающими забоями в малопрочных скальных грунтах.

Основные положения методики сводятся к последовательному выполнению следующих операций (рисунок 4.13):

1. Выполнение инженерно-геологических исследований в соответствии с требованиями стандарта организации СТО НОСТРОЙ 2.27.128-2013 [76] «Строительство подземных сооружений горным способом с применением обделок из набрызг-бетона»;

2. Оценка качества скального массива по классификации RQD. (Классификация RQD принята во многих странах мира. Включена в ГОСТ 25100-2020 «Грунты. Классификация»).

3. Определение проектного очертания выработки, назначение схемы и очередности раскрытия в соответствии с основными положениями новоавстрийского метода (НАТМ). При проходке выработок большого сечения в сложных инженерно-геологических условиях технологию НАТМ следует осуществлять с разработкой забоя по частям короткими уступами до 12 метров с применением временной центральной диафрагмы или по схеме боковых пилот-тоннелей (при пролете выработки более 20 м).

4. Назначение предварительных конструктивных параметров крепи опережающих забоев (со стороны оси выработки) и со стороны грунтового массива, прилегающего к раскрытой до проектного очертания выработки. Для оценки качества грунтового массива и предварительного назначения параметров крепи выработки целесообразно использовать либо эмпирическую систему Q, либо стандарт организации СТО НОСТРОЙ 2.27.128-2013 «Строительство подземных сооружений горным способом с применением обделок из набрызг-бетона». Система Q основана на классификации RQD (рисунок 2.6). Рекомендации (на уровне официального документа) разработаны при участии Норвежского геотехнического института на основании анализа и статистической обработки большого количества данных, полученных по результатам мониторинга при строительстве подземных сооружений (1050 выработок различного сечения в разнообразных инженерно-геологических условиях). В стандарте организации СТО НОСТРОЙ 2.27.128-2013 в приложении Г изложены рекомендации по расчетам анкеров, в приложении Д – оптимизация параметров арочно-набрызг-бетонной крепи одиночных выработок.

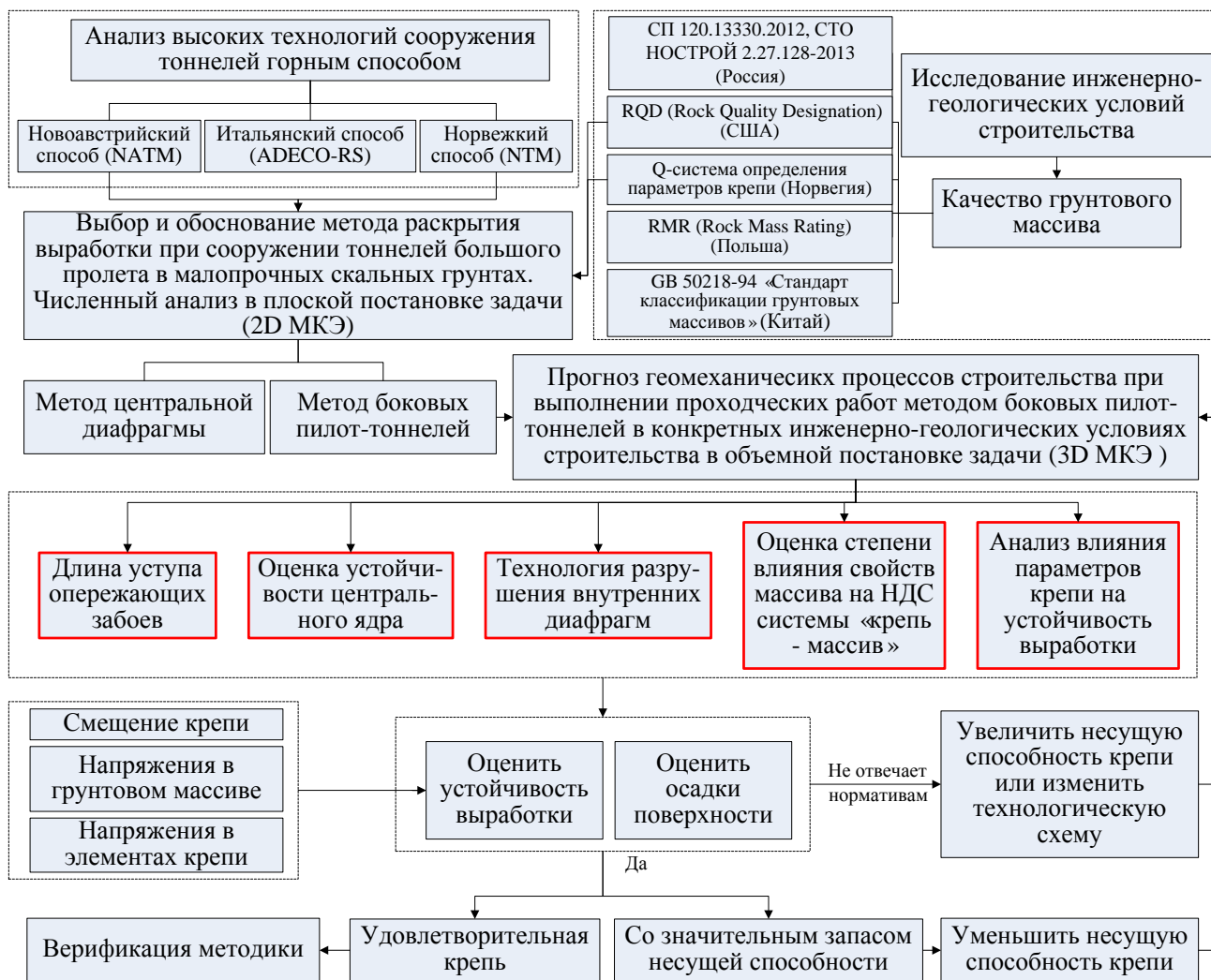


Рисунок 4.13 – Алгоритм прогноза геомеханических процессов при сооружении транспортных тоннелей большого сечения и односводчатых станций метрополитена в малопрочных скальных грунтах

5. Построение пространственной конечно-элементной модели грунтового массива, который пересекает тоннельная выработка. Прочностные и деформативные параметры крепи тоннеля в расчетной модели должны соответствовать их фактическим значениям. Параметры моделируемого фрагмента грунтового массива должны отвечать фактическим значениям физико-механических характеристик грунтов, в которых проходит тоннельная выработка на участке строительства.

6. Задание этапов расчета пространственной модели, отражающих технологическую последовательность раскрытия выработки. В общем случае

каждый этап расчета должен включать удаление области грунта, заключенной внутри контура опережающей выработки с последующей активацией крепи.

7. Оценка устойчивости выработки по критериям осадки земной поверхности, смещениям и конвергенции крепи, напряжениям в грунтовом массиве вблизи выработки и напряжениям в крепи в соответствии с китайским стандартом ТВ10003-2005 и российским стандартом СТО НОСТРОЙ 2.27.128-2013.

В результате численных расчетов определяются:

- напряженно-деформированное состояние элементов крепи/первичной обделки опережающих выработок и грунтового массива на каждом этапе выполнения проходческих работ;

- степень влияния конструктивно-технологических параметров проходческих работ на НДС системы «крепь – грунтовый массив»;

- напряженно-деформированное состояние железобетонных диафрагм и заключенного между ними армированного анкерами скального массива;

- оптимальный вариант разрушения железобетонных диафрагм (одновременно с разработкой центрального ядра или после раскрытия выработки до проектного сечения и устройства обратного свода);

- устойчивость лба забоя полностью раскрытой выработки (торец выработки платформенного участка односводчатой станции метрополитена);

- осадки земной поверхности в поперечном и продольном направлении к оси тоннеля (границы мульды оседания).

Устойчивость выработки оценивается по несущей способности и нормативным допускам деформаций крепи/первичной обделки. Осадки земной поверхности оцениваются по нормативным требованиям, разработанным для строительства подземных сооружений в городских условиях.

4.4. Сравнительный анализ результатов численного моделирования и данных натуральных исследований

В практике проектирования подземных сооружений общей тенденцией является верификация не только отдельных программных комплексов (MIDAS,

PLAXIS, FEM-models, Z-Soil и т.д.), но и самого метода конечных элементов применительно к различным классам задач подземного строительства. Одной из наиболее важных проблем является правомерность применимости к решению задач геомеханики как самого МКЭ, так и отдельных реализующих этот метод программ для анализа НДС крепи и грунтового массива при проходке большепролетных выработок в малопрочных скальных грунтах.

Главная цель данного раздела – подтвердить соответствие итогового результата проведенных теоретических исследований данным, полученным при строительстве большепролетных сооружений в малопрочных скальных грунтах с применением технологии поэтапного раскрытия выработки несколькими опережающими забоями.

Верификация выполнена путем сопоставления результатов численного моделирования (деформации крепи/первичной обделки и осадки земной поверхности) с данными, полученными по итогам мониторинга, проводимого в рамках научного сопровождения при сооружении большепролетных выработок в малопрочных скальных грунтах. Информация получена по материалам, опубликованным в научных трудах, освещающих опыт строительства односводчатой станции метрополитена и автодорожного тоннеля в КНР.

4.4.1 Сравнительный анализ результатов численного моделирования с данными мониторинга при строительстве односводчатой станции метрополитена в г. Чунцин

Условия строительства и конструктивно-технологические решения при сооружении односводчатой станции «Северный вокзал» на кольцевой линии метрополитена приведены в разделе 3.2. Данные мониторинга, осуществляемого при строительстве односводчатой станции на кольцевой линии метрополитена в городе Чунцин, получены из статей опубликованных в научных журналах КНР [15,77,78,79,].

Сопоставление результатов численного моделирования и данных натурных исследований представлено в виде графиков осадок земной поверхности и

деформаций контрольно-измерительных точек, расположенных на контуре временной крепи/первичной обделки. На этих графиках цифрами обозначены следующие этапы выполнения проходческих работ:

I – проходка боковых пилот-тоннелей;

II – разработка калотты ядра сечения;

III – раскрытие выработки до проектного контура.

Распределение натуральных и расчетных вертикальных осадок земной поверхности по оси тоннеля в процессе поэтапного раскрытия выработки наглядно представлено в виде графиков на рисунке 4.14.

На рисунке 4.15а показаны графики вертикальных деформаций контура крепи/первичной обделки в шельге свода в процессе поэтапного раскрытия выработки, полученные численным моделированием. Для того, чтобы сопоставить эти графики с результатами натуральных измерений, на рисунке 4.15б приведены графики зафиксированных в натуре деформаций крепи в шельге свода на этапе от разработки калотты ядра сечения до раскрытия выработки на полное сечение.

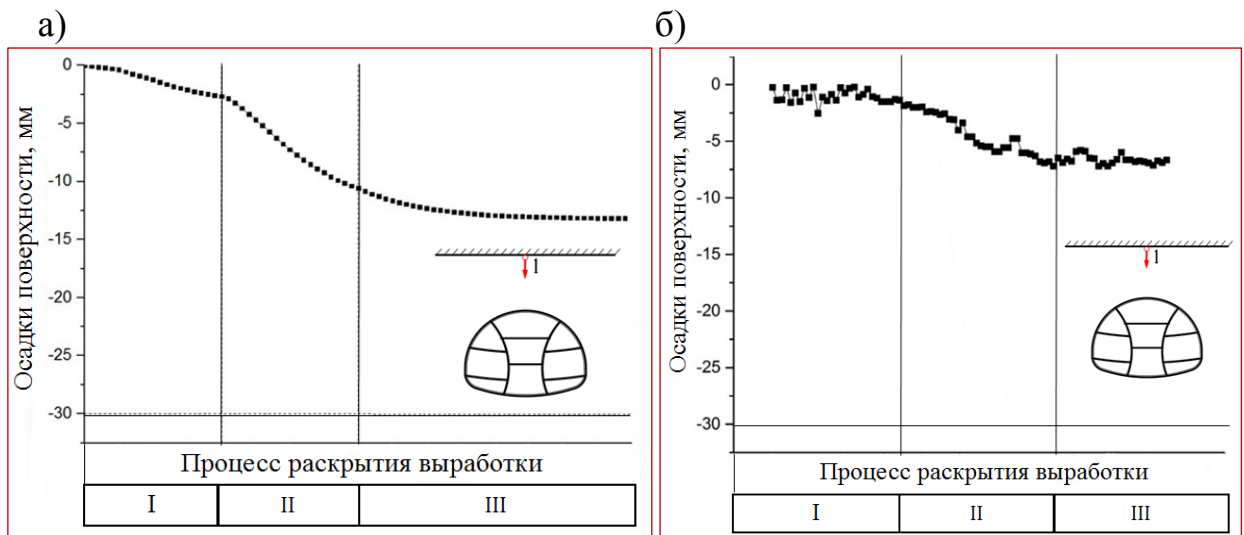


Рисунок 4.14 – Осадки земной поверхности: а – по результатам численного моделирования; б – по результатам натуральных измерений

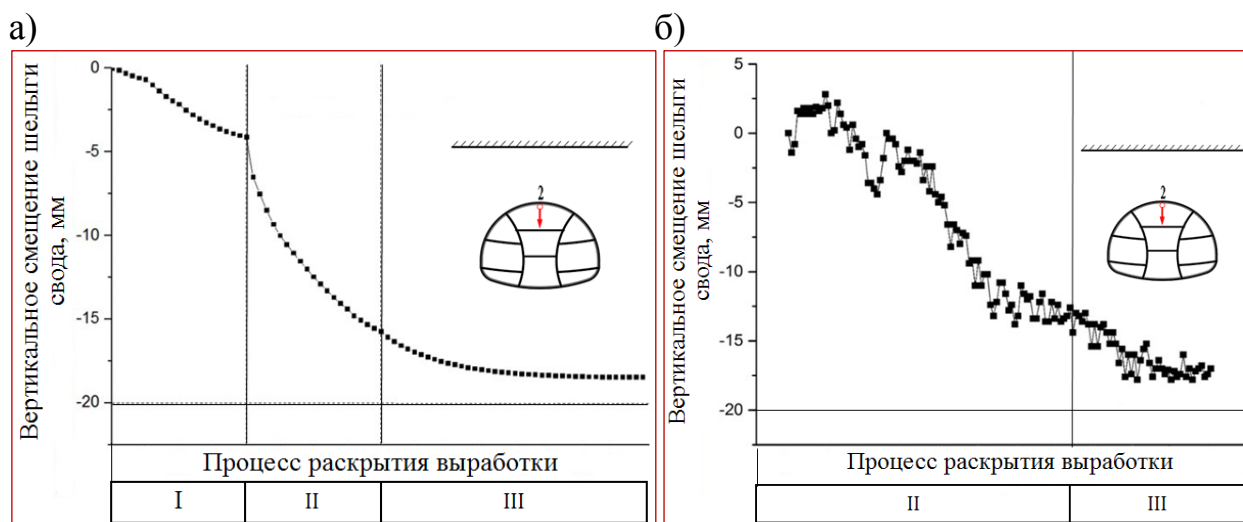


Рисунок 4.15 – Вертикальное смещение шельги свода: а – по результатам численного моделирования; б – по результатам натуральных измерений

На графиках рисунка 4.16 показаны расчетная и измеренная по контрольно-измерительным точкам, расположенным в крепи выработок, конвергенция (схождение) стен боковых пилот-тннелей при разработке ядра сечения.

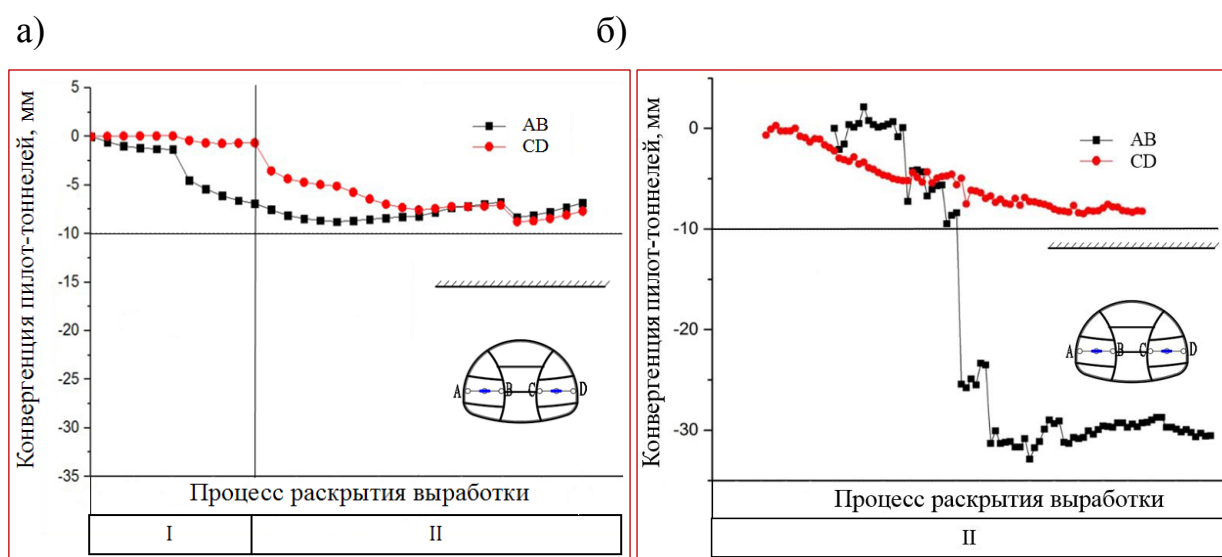


Рисунок 4.16 – Конвергенция стен боковых пилот-тоннелей после разработки калотты ядра сечения: а – по результатам численного моделирования; б – по результатам натуральных измерений

Максимальные значения фактических и расчетных осадок земной поверхности и деформаций временной крепи/первичной обделки сведены в таблицу 4.5, максимальные значения фактических и расчетных напряжений в арочно-набрызг-бетонной крепи представлены в таблице 4.6.

Таблица 4.5 – Смещения контрольно-измерительных точек по результатам натуральных измерений и расчета

Расположение контрольно-измерительных точек		Смещения контрольно-измерительных точек, мм			
		1	2	A	D
	Стандарт ТВ10003-2005	30,0	20,0	10,0	10,0
	Натурные	-11,2	-15,7	-30,0	-8,2
	Расчетные	-13,2	-18,4	-8,3	-8,8

Примечание: Значения величины смещения точки А зафиксированное измерительной аппаратурой на контуре выработки, раскрытой до проектного сечения, резко увеличились вследствие выполнения взрывных работ в правом пилот-тоннеле при разрушении линзы крепкого песчаника. Через несколько суток деформации стабилизировались.

Таблица 4.6 – Напряжения в крепи по результатам натуральных измерений и расчета

Максимальные напряжения, в арочно-набрызг-бетонной крепи		Растягивающие напряжения МПа	Сжимающие напряжения, МПа
Стандарт GB 50017-2003 и GB 50010-2010	Бетон В25	1.78	16.7
	Сталь Q235	210	210
Натурные		10.53	14.98
Расчетные		9.09	14.07

Здесь же представлены нормативные показатели «Стандарта контроля безопасности ТВ10003-2005», «Стандарта проектирования стальных конструкций» и «Стандарта проектирования бетонных конструкций» [80, 81, 82].

Сравнительный анализ данных натуральных измерений осадок земной поверхности и деформаций крепи/первичной отделки при строительстве станции «Северный вокзал» метрополитена в г. Чунцин и результатов численного моделирования показал удовлетворительную сходимость как характера формирования НДС при силовом взаимодействии крепи и вмещающего скального массива, так и количественных значений параметров, определяющих это взаимодействие. Расхождение между фактическими и расчетными значениями этих величин составило в среднем 10–25 %.

4.4.2 Сравнительный анализ результатов численного моделирования с данными геодезического мониторинга при строительстве автодорожного тоннеля Longtoushan

Информация о натурных исследованиях тоннеля Longtoushan в КНР получена по материалам, опубликованным в статье «Design and construction of the longest road tunnel with eight-lane in China» в трудах Международного тоннельного конгресса в 2007 году [31].

Тоннель был построен новоавстрийским методом проходки с поэтапным раскрытием выработки по схеме боковых пилот-тоннелей (рисунок 1.11). На участках вблизи порталов трасса тоннеля проходит на глубине по оси выработки 15 м (на склоне) и пересекает скальный массив, представленный сильно трещиноватыми выветрелыми гранитами. Показатель качества скального массива (RQD) составляет 25–30 %, что соответствует малопрочному скальному массиву. Физико-механические свойства грунтового массива: плотность грунта 22,5 кН/м³, угол внутреннего трения 25°, коэффициент Пуассона 0,3, модуль деформации 500 МПа, сцепление 0,15 МПа.

Жесткая комбинированная крепь включает стальные арки из прокатного металла, омоноличенные набрызг-бетоном и анкеры. Стальные арки по проектному контуру сечения выработки выполнены из прокатного профиля Н 200×200 мм, по внутренним боковым стенам/диафрагмам пилот-тоннелей – Н 150×150 мм. По проекту контуру выработка закреплена железобетонными анкерами длиной 5 м и диаметром 25 мм, которые устанавливаются через 1 м по направлению раскрытия выработки. Толщина набрызг-бетона с арками по контуру выработки составляет 300 мм, по внутренним стенам – 200 мм. Геометрические параметры сечения и опережающих забоев выработки, а также последовательность раскрытия выработки показаны на рисунке 4.17.



Рисунок 4.17 – Поперечное сечение выработки, порядок раскрытия и геометрические размеры опережающих забоев тоннеля Longtoushan

Численный анализ напряженно-деформированного состояния крепи и вмещающего массива выполнен в соответствии с основными положениями разработанной автором методики прогноза геомеханических процессов при раскрытии выработки большого пролета в малопрочных скальных грунтах.

В разработанных конечно-элементных моделях выделялись основные расчетные этапы, соответствующие технологическим этапам проходческих работ при сооружении автодорожного тоннеля. Расчетная схема конечно-элементной модели в объемной постановке задачи представляла собой фрагмент выработки автодорожного тоннеля длиной 50 м, глубиной левой грани модели 44 м и правой грани модели 64 м (рисунок 4.18).

Проходка опережающих выработок велась уступом длиной 10 м с длиной заходки 1 м. Технологическая схема выполнения проходческих работ предполагала проходку опережающих выработок и центрального ядра уступным способом (рисунок 4.19).

С целью сравнения с натурными данными, по результатам численного моделирования сформированы графики мониторинга осадок шельги свода пилот-тоннелей и конвергенции стен боковых пилот-тоннелей.

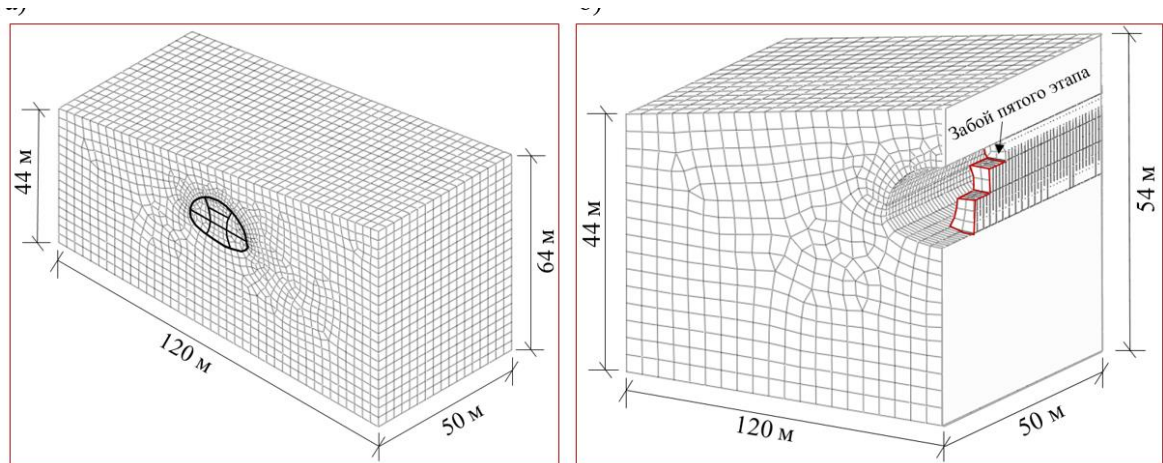


Рисунок 4.18 – Исходная конечно-элементная модель тоннеля (а) и фрагмент модели на этапе раскрытия калотты центрального ядра сечения (б)

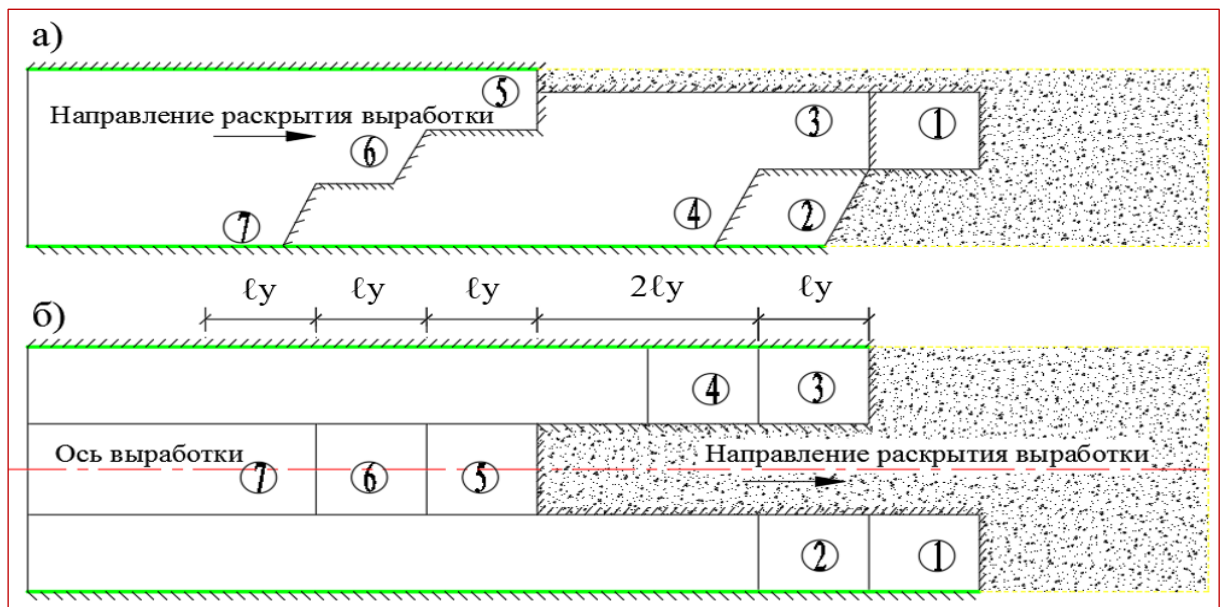


Рисунок 4.19 – Технологическая схема выполнения проходческих работ:
а – продольный разрез; б – план

Поскольку в цитируемой статье о строительстве тоннеля приводятся данные геодезического мониторинга по деформациям арочно-нарызг-бетонной крепи только на этапе разработки центрального ядра сечения (рисунок 4.20, а и 4.21, а), то определенные по результатам прогнозного расчета показатели деформаций крепи, следует сравнивать по той части графиков, которые отражают этот же этап выполнения проходческих работ (рисунок 4.20, б и 4.21, б).

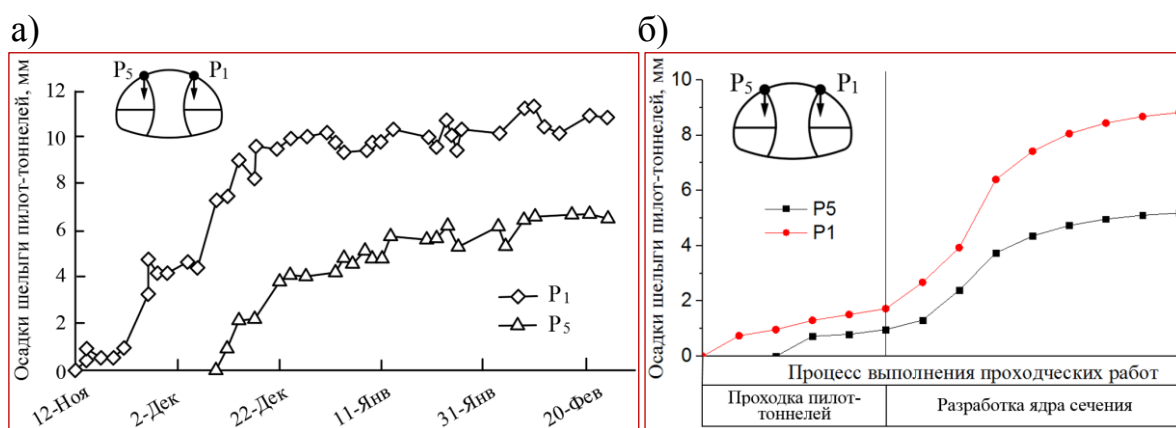


Рисунок 4.20 – Вертикальные смещения шельги свода пилот-тоннелей: а – по результатам мониторинга; б – по результатам численного моделирования

Отметим, что величины деформаций крепи/первичной обделки левого и правого пилот-тоннелей существенно отличаются (до 50 %). Это связано не только с очередностью проходки этих тоннелей, но и с неравномерной нагрузкой на крепь в плоскости поперечного сечения выработки (участок на косогоре).

Из сравнения приведенных на графиках результатов натуральных измерений и численного моделирования видно, что полученные расчетные значения величин деформаций крепи на этапе разработки ядра сечения выработки хорошо согласуются с данными геодезического мониторинга, проведенного на этом этапе выполнения проходческих работ при строительстве тоннеля Longtoushan. Расхождение между фактическими и расчетными значениями этих величин составило в среднем 18 %.

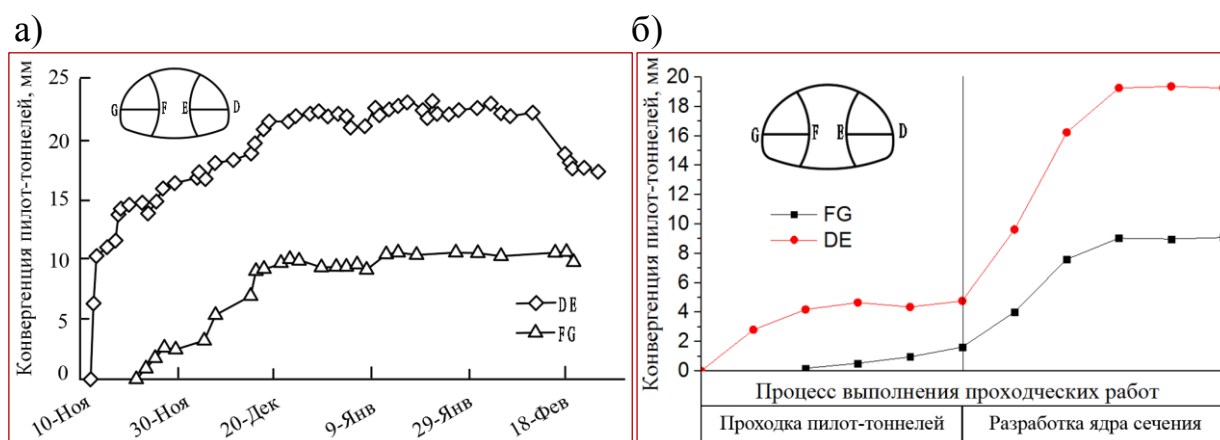


Рисунок 4.21 – Конвергенция боковых пилот-тоннелей: а – по результатам мониторинга; б – по результатам численного моделирования

Максимальные расчетные и натурные величины смещений показаны в таблице 4.7.

Таблица 4.7 – Максимальные значения смещений

Место	Расчетные, мм		Натурные, мм	
	смещения	конвергенция	смещения	конвергенция
левый	5.3	9.0	7.0	10.0
правый	9.1	19.3	11.2	22.5

Результаты проведенных расчетов для условий строительства станции метрополитена «Северный вокзал» в г. Чунцин и автодорожного тоннеля Longtoushan подтвердили принципиальную возможность и целесообразность применения разработанной автором практической методики прогноза геомеханических процессов при раскрытии большепролетных выработок в малопрочных грунтах по технологии поэтапного раскрытия несколькими опережающими забоями.

Выводы по главе

1. Прогноз геомеханических процессов при стадийной технологии раскрытия выработки односводчатой станции метрополитена в г. Чунцин (КНР) выполнен с максимальным приближением к реальным условиям, как физико-механических характеристик скального массива, так и конструктивно-технологических параметров проходческих работ путем численного моделирования в объемной постановке задачи.

2. Выявлена существенная разница между величинами смещений шельги свода первичной обделки и осадок земной поверхности, которые были получены в результате численного моделирования на плоской и на объемной моделях: максимальная осадка поверхности земли после окончания всех проходческих работ, определенная с помощью объемной модели, меньше на 40 %, чем зафиксированная на плоской модели, вертикальная деформация шельги свода меньше на 55 %.

3. Разработка калотты ядра сечения с разрушением железобетонных диафрагм связана с определенным риском обрушения грунта, так как приводит к

образованию обширной области предельного равновесия в верхней части ядра сечения ($1/3$ высоты) вследствие смещения диафрагм в сторону боковых пилот-тоннелей, при этом в элементах диафрагм возникают растягивающие напряжения ($1,6$ МПа), сохраненные же до полного раскрытия выработки диафрагмы сдерживают смещения грунта в ядре сечения и снижают вдвое максимальные усилия в анкерах, армирующих грунт.

4. Картина развития пластических деформаций в скальном массиве в торце стационарного тоннеля свидетельствует о том, что граница области пластических деформаций скального массива впереди забоя распространяется до $1/4$ пролета выработки. Отсюда следует важный практический вывод: чтобы избежать риска обрушения забоя при завершении проходческих работ необходимо при приближении к торцу стационарного тоннеля предусмотреть мероприятия по закреплению скального массива впереди лба забоя каждой опережающей выработки.

5. Длина уступа при проходке пилот-тоннелей не оказывает существенного влияния на смещения шельги свода и осадки земной поверхности. Большее влияние на эти показатели оказывает длина уступа, принятая при разработке центрального ядра сечения. В случае увеличения длины уступа с $1/4$ до $1/2$ пролета выработки величина деформации увеличивается до 78% их максимального значения. Отсюда следует, что при разработке центрального ядра выработки, длину уступа следует назначать, руководствуясь не только требованиями развития фронта работ, но и соображениями, касающимися разработки мероприятий по обеспечению устойчивости выработки.

6. Характер изменения величины смещений в малопрочном скальном массиве, зафиксированных от поверхности земли до шельги свода выработки, закрепленной железобетонными анкерами, согласуется с гипотезой об образовании вокруг выработки армогрунтовой несущей конструкции.

7. Минимальное значение коэффициента надежности крепи отмечено в сечениях на уровне сопряжения стен первичной обделки с обратным сводом,

однако находится в пределах допустимого значения, соответствующего нормативным требованиям.

8. Методика прогноза напряженно-деформированного состояния системы «крепь – грунтовый массив» позволяет с наибольшим приближением к натуре отразить в расчетах технологические особенности выполнения проходческих работ влияющих на распределение и значения расчетных усилий в крепи, на сдвигение грунтового массива и осадки земной поверхности.

9. Достоверность и обоснованность научных результатов подтверждается удовлетворительной сходимостью результатов численного моделирования с данными геотехнического мониторинга, полученными при строительстве односводчатой станции метрополитена в г. Чунцин (КНР) и автодорожного тоннеля Longtoushan в малопрочных скальных массивах.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Установлено, что для выработок пролетом более 20 метров в малопрочных скальных грунтах ($75 > RQD \geq 25$, $0,5 > Q \geq 2,0$), на глубине соизмеримой с пролетом выработки, приоритетным является новоавстрийский способ (NATM) с поэтапным раскрытием несколькими опережающими забоями по схеме боковых пилот-тоннелей.

2. По результатам численного 2D- и 3D-моделирования изучен процесс формирования НДС системы «крепь – грунтовый массив» по мере продвижения каждого из забоев опережающих выработок. В частности, установлены причинно-следственные связи, определяющие степень влияния технологических параметров проходческих работ на устойчивость выработок при проходке несколькими опережающими забоями:

- при раскрытии выработки по схеме боковых пилот-тоннелей смещения в шельге свода на завершающих этапах проходческих работ на 30 %, а осадки земной поверхности на 60 % меньше, чем по схеме центральной диафрагмы, при этом максимальные напряжения в набрызг-бетонной крепи снижаются на 40 %;

- длина уступа при проходке пилот-тоннелей не оказывает существенного влияния на смещения шельги свода; в значительной степени влияние на деформации крепи и осадки земной поверхности оказывает длина уступа, принятая при разработке ядра сечения: с увеличением длины от 1/4 до 1/2 пролета выработки величина деформации составляет, соответственно, 78 % и 70 % от их максимального значения, зафиксированного после раскрытия выработки до проектного сечения;

- разработка калотты ядра сечения с разрушением железобетонных диафрагм связана с риском обрушения грунта, так как приводит к образованию обширной области предельного равновесия в верхней части ядра сечения (1/3 высоты) вследствие смещения диафрагм в сторону боковых пилот-тоннелей, при этом в элементах диафрагм возникают растягивающие напряжения (1,6 МПа); сохраненные же до полного раскрытия выработки диафрагмы сдерживают

смещения грунта в ядре сечения и снижают вдвое максимальные усилия в анкерах, армирующих грунт;

- при поэтапном раскрытии выработки несколькими опережающими забоями в торце стационарного тоннеля впереди лба забоя полностью раскрытой выработки образуется область пластических деформаций, граница которой распространяется до $1/4$ пролета выработки, поэтому в каждой из опережающих выработок после завершения проходческих работ необходимо предусмотреть специальные мероприятия по закреплению лба забоя.

3. Разработанная автором практическая методика и алгоритм прогноза геомеханических процессов при строительстве односводчатых станций метрополитена в малопрочных скальных грунтах позволяет с наибольшим приближением к натуре отразить технологические особенности проходческих работ, влияющих на распределение усилий в крепи, деформации грунтового массива и осадки земной поверхности. Основные количественные параметры получили подтверждение в процессе геомониторинга на строительстве станций метрополитена в г. Чунцин (КНР).

4. Результаты исследований могут быть использованы для подобных проектов не только в Китае, но также в качестве альтернативных решений при рассмотрении вариантов сооружения односводчатых станций на метрополитенах Красноярска, Челябинска, Екатеринбурга, где линии метро заложены в скальных массивах средней и низкой прочности.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. 严金秀. 中国隧道工程技术发展 40 年 // 隧道建设. – 2019. – Vol. 39, № 4. – P. 537–544. Yan Jinxiu. Achievements and Challenges of Tunneling Technology in China over Past 40 Years // Tunnel Construction. – 2019. – Vol. 39, № 4. – P. 537–544.
2. 赵昕, 顾保南. 2018 年中国城市轨道交通运营线路统计和分析 // 城市轨道交通研究. – 2019. – № 1. – P. 1–7. Zhao Xin, Gu Baonan. Statistical Analysis of Urban Rail Transit Lines in 2018 China // Urban Mass Transit. – 2019. – № 1. – P. 1–7.
3. 赵勇. 中国铁路隧道数据统计 // 隧道建设. – 2017. – Vol. 37, № 5. – P. 641–642. Zhao Yong. Statistics of Railway Tunnels in China // Tunnel Construction. – 2017. – Vol. 37, № 5. – P. 641–642.
4. 赵勇. 截至 2017 年底中国铁路隧道情况统计 // 隧道建设. – 2018. – Vol. 38, № 3. – P. 506–513. Zhao Yong. Statistics of Railway Tunnels in China as of 2017 // Tunnel Construction. – 2018. – Vol. 38, № 3. – P. 506–513.
5. 赵勇. 截至 2018 年底中国铁路隧道情况统计 // 隧道建设. – 2019. – Vol. 39, № 2. – P. 324–335. Zhao Yong. Statistics of Railway Tunnels in China as of 2018 // Tunnel Construction. – 2019. – Vol. 39, № 2. – P. 324–335.
6. 赵勇, 田四明等. 中国高速铁路隧道的发展及规划 // 隧道建设. – 2017. – Vol. 37, № 1. – P. 11–17. Zhao Yong, Tian Siming etc. Development and Planning of High-speed Railway Tunnels in China // Tunnel Construction. – 2017. – Vol. 37, № 1. – P. 11–17.
7. 田四明, 巩江峰. 截至 2019 年底中国铁路隧道情况统计 // 隧道建设. – 2020. – Vol. 40, № 2. – P. 292–297. Tian Siming, Gong Jiangfeng. Statistics of railway tunnels in China as of 2019 // Tunnel Construction. – 2020. – Vol. 40, № 2. – P. 292–297.
8. 蒋树屏, 林志, 王少飞. 2018 年中国公路隧道发展 // 隧道建设. – 2019. – Vol. 39, № 7. – P. 1217–1220. Jiang Shuping, Lin Zhi, Wang Shaofei. Development of Road Tunnels in China as of 2018 // Tunnel Construction. – 2019. – Vol. 39, № 7. – P. 1217–1220.

9. 蒋树屏. 中国公路隧道数据统计 // 隧道建设. – 2017. – Vol. 37, № 5. – P. 643–644. Jiang Shuping. Statistics of Road Tunnels in China // Tunnel Construction. – 2017. – Vol. 37, № 5. – P. 643–644.
10. 梁韵. 暗挖地铁车站设置原则与施工工法选取研究: 硕士学位论文. – 北京, 2011: 总 107 页. Liang Yun. Study on Setting Principle and Construction Method Selection of Subsurface Excavation Metro Station: Master's Thesis. – Beijing: Beijing Jiaotong University. – 2011. – 107 p.
11. 田鸿宾, 孙兆荃. 世界城市地铁发展综述 // 土木工程学报. – 1995. – Vol. 28, № /1. – P. 73–78. Tian Hongbin, Sun Zhaoquan. Overview of the development of metros in the world // China Civil Engineering Journal. – 1995. – Vol. 28, № /1. – P. 73–78.
12. 王梦恕. 二十一世纪是隧道和地下空间大发展的年代 // 铁道建筑技术. – 2000. – № 1. – P. 1–4. Wang Mengshu. 21st Century – the Time for the Great development of Tunnels and Underground Space // Railway Construction Technology. – 2000. – № 1. – P. 1–4.
13. 王梦恕. 中国铁路、隧道与地下空间发展概况 // 隧道建设. – 2010. – Vol. 30, № 4. – P. 351–364. Wang Mengshu. An Overview of Development Railways, Tunnels and Underground Works in China // Tunnel Construction. – 2010. – Vol. 30, № 4. – P. 351–364.
14. 张琛, 李超等. 2014 年中国城市轨道交通运营线路统计与分析 // 都市快轨交通. – 2015. – Vol. 28, № 1. – P. 1–3. Zhang Chen, Li Chao etc. Statistics and Analysis of Urban Rail Transit Lines in China 2014 // Urban Rapid Rail Transit. – 2015. – Vol. 28, № 1. – P. 1–3.
15. 黄明利, 瞿晓巍. 地铁重庆北站零距离立体交叉暗挖施工力学效应分析 // 土木工程学报. – 2017. – Vol. 50, № S2. – P. 21–27. Huang Mingli, Qu Xiaowei. Analysis on the mechanical effect of metro tunnel construction of Chongqing North Station with zero distance stereo crossing // China Civil Engineering Journal. – 2017. – Vol. 50, № S2. – P. 21–27.

16. Tunnels and shafts in rock. Engineering and Design. Manual, No. 1110–2–2901 CECW–ED. – Washington, – 1997. – 244 p.

17. Brown E.T. Putting the NATM into perspective // special issue. – Tunnels & Tunneling, – 1990. – № 9. – P. 9–13.

18. Xu Zhen. Application of Long-span Single-arch Structure in a Shallow Subway Station Excavated by Mining Method / Zhen Xu, Zhiliang Ren // Railway Standard Design. – 2011. – № 10. – P. 93–95.

19. Evert Hoek. Big tunnels in bad rock // ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. – 2001. – № 9. – P. 726–740.

20. Kavvadas M. I Michalis Experiences from the construction of the Athens Metro / M. Kavvadas, L.R. Hewison, P.G. Laskaratos, C. Seferoglou // Proc. Int. Symp. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. – 1996, – № 4. – P. 277–282.

21. Абрамчук В.П. Строительство автодорожного тоннеля в г.Уфе / В.П. Абрамчук, А.Ю. Педчик, Н.В. Баранов, В.Ф. Бочаров // Метро и тоннели.– 2003. – № 6. – С. 6–8.

22. Фролов Ю.С. Современные способы сооружения горных тоннелей в слабых скальных и полускальных грунтах / Ю.С. Фролов, Ю.А. Мордвинков // Метро и тоннели. – 2006. – № 2. – С. 18–21.

23. 宋超业, 涂洪亮, 乔春生. 大连地铁 2 号线兴工街站浅埋大跨隧道双层初期支护组合形式及合理参数分析 // 隧道建设. – 2015. – № 356. – P. 491–499. Song Chaoye, Tu Hongliang, Qiao Chunsheng. Analysis on Combination Mode and Parameters of Primary Support of Shallow-buried Large-Span Tunnel: Case Study on Xingongjie Station Tunnel on No. 2 Line of Dalian Metro // Tunnel Construction. – 2015. – № 356. – P. 491–499.

24. Seyed Mahdi Pourhashemi, Majid Sadeghi etc. Tunnel Monitoring During the Excavation Phase and Cost Optimization – a Case Study of Hakim Tunnel [C]. «SEE Tunnel:Promoting Tunneling in SEE Region»ITA WTC 2015 Congress and 41st General AssemblyMay 22–28, 2015, Lacroma Valamar Congress Center, Dubrovnik, Croatia.

25. Jeur S.D. Construction of mined tunnel in soft ground with NATM in Pirpanjal tunnel VA (KM. 152.600 – KM. 158.730) / S.D. Jeur, M. Gupta // *Underground Facilities for Better Environment and Safety: proceedings of the World Tunnel Congress – 2008, Agra. – India. – Vol. 2. – P. 1372–1382.*
26. Tang J.S. Stability analysis and excavation schemes of large-span highway tunnel under complex geological conditions / J.S. Tang, S.Y. Liu, L.Y. Tong // *The Proceedings of the ITA–AITES, World tunnel Congress. – 2007. – Vol. 1. – P. 739–744.*
27. Galler R. Conventional tunnelling – The new ITA-guideline for clients, contractors and tunnel engineers / R. Galler, H. Ehrbar // *Promoting World Tunnel Congress 2008 – Underground Facilities for Better Environment and Safety – India.*
28. Ruzicka Jiri. Prague experience from driving metro tunnels in developed areas / Jiri Ruzicka, Miroslav Kochanek, Josef Kunak // «SEE Tunnel: Promoting Tunneling in SEE Region» ITA WTC 2015 Congress and 41st General Assembly, Lacroma Valamar Congress Center, Dubrovnik, Croatia – 2015. – P. 357–366.
29. *Underground coracnion in the Czech Republic. Praha. – 2007. – 318 p.*
30. Tomisawa Naoki. Behavior of Center Diaphragm Tunnel with Large Cross Section in Earth Ground / Naoki Tomisawa, Matsui Tamotsu // Copyright © 2005 Taylor & Francis Group plc, London, UK. – P. 911–916.
31. Qu H.F. Design and construction of the longest road tunnel with eight-lane in China / H.F. Qu, H.H. Zhu, Y.C. Cai, X.Y. Zhuang // *The Proceedings of the ITA–AITES. World tunnel Congress, Balkema, Prague, Czech Republic. – 2007. – Vol. 2, – P. 1049–1053.*
32. Mercado C. NATM for Santiago's Metro / C. Mercado, H. Evolving // *T&T International. – March 2003. – P. 25–28.*
33. Mercado C. Santiago's Metro Expands / C. Mercado, G. Chamorro, K. Egger // *Underground Facilities for Better Environment and Safety: proceedings of the World Tunnel Congress. – 2008, Agra. – India. – Vol. 2. – P. 1273–1283.*
34. Лунардн П. О реалиях и возможностях современного подземного строительства // *Подземные горизонты. – 2015. – № 6. – С. 38–42.*

35. Лунардни П. Управление деформацией экструзии лба забоя, как средство стабилизации тоннельной выработки. // Подземные горизонты. – 2016. – № 8. – С. 58–61, – № 10. – С. 44–47, – № 11. – С. 56–58. – 2017. – № 12. – С. 64–66.

36. Беллоккьо А. Строительство тоннелей № 8 и № 8а дублера Курортного проспекта в Сочи: первые результаты применения технологии «ADECO–RS» в России // Транспортное строительство. – 2014. – № 4. – С. 2–5.

37. Barton N.R. NMT support concepts for tunnels weak rocks // The Proceedings of the ITA–AITES, World tunnel Congress. – 1998. – Vol. 1. – SaoPaulo. – P. 273–278.

38. ГОСТ 25100-2020 ГРУНТЫ. П4 /Стандартинформ. Москва. – 2020. – 41 с.

39. Фролов, Ю. С. Метрополитены. Учебник для вузов / Ю. С. Фролов, Д. М. Голицынский, А. П. Ледяев. – М.: Желдориздат. – 2001. – 528 с.

40. Антонов О. Об основных параметрах односводчатой станции / О. Антонов // Метрострой. – 1984. – № 1. – С. 19–22.

41. Фролов, Ю.С. Механика подземных сооружений : учеб. пособие / Ю.С. Фролов, Т.В. Иванес. – СПб. : ФГБОУ ВПО ПГУПС, – 2014. – 125 с.

42. Коньков А.Н. Двухъярусная объединенная пересадочная станция метрополитена глубокого заложения / А.Н. Коньков., Д.М. Голицынский, Ю.С.Фролов. – М.: Центр «ТИМР». 1997. – 44 с.

43. Меркин В. Е. Оптимизация конструкции обделки большепролетных подземных выработок, сооружаемых по технологии NATM / В.Е.Меркин, В.В. Чеботаев, Е.В. Щекудов, Т.Н. Щелочкова // Транспортное тоннелестроение. Современный опыт и перспективные разработки: сб. науч. тр. ОАО ЦНИИС, вып. 248. – М. 2008. – С.7–11.

44. Меркин В.Е. Эффективная конструкция односводчатой станции Екатеринбургского метрополитена с первичной обделкой из набрызг-бетона / В.Е. Меркин, В.В. Чеботаев, Е.В. Щекудов, И.В. Гиренко, Т.Н. Щелочкова, Ю.И. Дозорец, В.А. Смирнов, В.Н. Веселовский, С.В. Ляхов // Особенности освоения подземного пространства и подземной урбанизации в крупных городах мегаполисах: сб. тр. междунар. конф. – М., 2008. – С.100–101.

45. Фролов Ю.С. Проблемы сооружения большепролетных станций метрополитена в малопрочных скальных грунтах / Ю.С. Фролов, Шэнь Цяофэн // Сборник тезисов X международной конференции «Проблемы прочности материалов и сооружений на транспорте». – ПГУПС. – Санкт-Петербург. – 2017. – С. 107–109.

46. Шэнь Цяофэн. Обеспечение устойчивости выработок большого пролета при строительстве станций метрополитена в малопрочных скальных грунтах / Цяофэн Шэнь, Ю.С. Фролов // Проблемы прочности материалов и сооружений на транспорте Сборник трудов X Международной конференции по проблемам прочности материалов и сооружений на транспорте. 2018 Издательство: Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I (Санкт-Петербург). – 2018. – С. 273–279.

47. 张云. 浅埋暗挖单拱大跨地下车站施工技术 // 建筑施工. – 2006. – Vol. 28, № 3. – P. 227–229. Zhang Yun. Construction Technology of Shallowly Buried Tunneling Method for Single-Arch and Long-span Metro Station // Building Construction. – 2006. – Vol. 28, № 3. – P. 227–229.

48. Булычев Н.С. Механика подземных сооружений: учеб. для вузов. – 2-е изд., – М.: Недра, 1994. – 382 с.

49. Баклашов И.В. Механические процессы в породных массивах / И. В. Баклашов, Б. А. Картозия. – М.: Недра, – 1986. – 270 с.

50. Булычев Н.С. Механика подземных сооружений в примерах и задачах. – М.: Недра, 1989. – 270 с.

51. Протосеня А.Г. Шахтное и подземное строительство в примерах и задачах / А.Г. Протосеня, И.Е. Долгий, Ю.Н. Огородников, В.И. Очкуров. Санкт-Петербургский горный институт. – СПб, 2001. – 306 с.

52. 王梦恕. 地下工程浅埋暗挖技术通论. – 中国合肥: 安徽教育出版社, 2004: 总 875 页. Wang Mengshu. General theory of shallow buried and excavation technology for underground engineering. – Hefei China, Anhui Education Press. – 2004. – 875 p.

53. Shao Guanhui. Development of Stability Criteria for Rock Mass Surrounding a Tunnel under Different Failure Modes / Guanhui Shao, Xiaozhao Li etc. // Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering. – 2009, – Vol. 29, № 5. – P. 577–582.

54. Руппенейт К.В. Деформируемость массивов трещиноватых горных пород. – М.: Недра, – 1975. – 223 с.

55. ВСН 126-90. Крепление выработок набрызг-бетоном и анкерами при строительстве транспортных тоннелей и метрополитенов. Нормы проектирования и производства работ. Минтрансстрой СССР. Москва. – 1991. – 133 с.

56. СП 120.13330.2012. Свод правил. Метрополитены. Актуализированная редакция СНиП 32–02–2003. – М.: Минрегион России, 2012. – 224 с.

57. 金立平. 中国公路隧道围岩分级法和挪威 Q 值法及南非 RMR 法对应关系探讨 // 城市道桥与防洪. – 2013. – № 3. – P. 203–205. Jin Li-ping. Discussion on Corresponding Relationship between Chinese Highway Tunnel Surrounding Rock Classifying Method and Norway Q Value Method as South Africa RMR Method // Urban Roads, Bridges & Flood Control. – 2013. – № 3. – P. 203–205.

58. 师伟, 史彦文等. RMR 围岩分级法与中国公路隧道围岩分级方法对比 // 中外公路. – 2009. – Vol. 29, № 4. – P. 383–386. Shi Wei, Shi Yan-wen, etc. Comparison between RMR surrounding rock classification method and China highway tunnel surrounding rock classification method // Chinese and Foreign Highways. – 2009. – Vol. 29, № 4. – P. 383–386.

59. Mathur S.K. Site investigations and geotechnical characterization for the design of a highway tunnel across Pir Panjal range in Jammu & Kashmir, India / S.K. Mathur, R.C. Bhandari // Underground Facilities for Better Environment and Safety: proceedings of the World Tunnel Congress – 2008, Agra. – India. – Vol. 1. – P. 110–118.

60. Deere D.U. The Rock Quality Designation (RQD) Intex in Practice / D.U. Deere, D.W. Deere // Rock Classification Systems for Engineering Purposes, ASTM STP 984, Louis Kirkaldie, Ed., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1988. – P. 91–101.

61. GB/T 50218-2014. 工程岩体分级标准. – 北京: 中国计划出版社, 2014: 总 13 页. GB/T 50218-2014. Standard for Engineering Classification of Rock Masses. – Beijing: China Planning Press, – 2014. – 13 p.

62. JTG D70-2004. 公路隧道设计规范. – 北京: 人民交通出版社, 2004: 总 249 页. JTG D70-2004. Code for Design of Road Tunnel. – Beijing: China Communications Press, – 2004. – 249 p.

63. 王明年, 刘大刚, 刘彪, 李海军. 公路隧道岩质围岩亚级分级方法研究 // 岩土工程学报. – 2009. – № 3110. – P. 1590–1594. Wang Mingnian, Liu Dagang, Liu Biao, Li Haijun. Methods for surrounding rock sub-classification of road tunnels // Chinese Journal of Geotechnical Engineering. – 2009. – № 3110. – P. 1590–1594.

64. 王凯. 浅埋暗挖地铁车站结构型式和施工方法优化研究: 博士论文. – 北京, 2016: 总 167 页. Wang Kai. Optimization Study on Structure Type and Construction Method for Shallow Subway Station: PhD Thesis. – Beijing: Beijing Jiaotong University. – 2016. – 167 p.

65. Фролов Ю. С. Влияние методов поэтапного раскрытия выработки большого пролета на напряженно-деформированное состояние системы «крепь – грунтовый массив» / Ю. С. Фролов, Цяофэн Шэнь // Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения. Новосибирск. Изд-во СГУПС, – 2019. – № 1(48). – С.73–83.

66. Шэнь Цяофэн. Решение геомеханических задач при стадийной технологии раскрытия выработок большого пролета в малопрочных скальных грунтах / Цяофэн Шэнь, Ю. С. Фролов // Интернет-журнал «Транспортные сооружения»: – 2019. – № 3. – С. 1–14.

67. 章光, 朱维申. 参数敏感性分析与试验方案优化 // 岩土力学. – 1993. – Vol. 14, № 1. – P. 51–58. Zhang Guang, Zhu Weishen. Parameter Sensitivity Analysis and Optimizing for Test Programs // Rock and Soil Mechanics. – 1993. – Vol. 14, № 1. – P. 51–58.

68. 张志华, 周传波等. 地铁隧道土体参数敏感性分析与正交反演 // 中南大学学报(自然科学版). – 2013. – Vol. 44, № 6. – P. 2488–2493. Zhang Zhihua, Zhou Chuanbo, et al. Sensitivity analysis and orthogonal backward analysis of soil parameters for subway tunnel // Journal of Central South University (Science and Technology). – 2013. – Vol. 44, № 6. – P. 2488–2493.

69. 张继勋, 姜弘岛等. 岩体参数对隧洞围岩稳定性影响的敏感性分析 // 采矿与安全工程学报. – 2006(232): 169–172. Zhang Jixun, Jiang Hongdao, et al. Sensitivity Analysis of Mechanical Parameters Influencing Stabilization of Surrounding Rocks of Tunnel // Journal of Mining & Safety Engineering. – 2006. – № 232. – P. 169–172.

70. Фролов Ю.С. Прогноз геомеханических процессов при сооружении станции метрополитена в скальных грунтах/ Ю.С. Фролов, Цяофэн Шэнь // Путь навигатор. – 2020. – № 44(70). – С.50–59.

71. Pruška Jan, Šejnoha Michal. Numerical modelling of a tunnel Turecký VRCH in GEO MKP// Underground Facilities for Better Environment and Safety: Underground Facilities for Better Environment and Safety: proceedings of the World Tunnel Congress, 2008, Agra, India. – 2008. – Vol.2. – P. 221–230.

72. Фролов Ю.С. Система «Крепёж – грунтовый массив». Численный анализ НДС с учетом технологии проходки тоннеля / Ю.С. Фролов, Ю.А. Мордвинков // Метро и тоннели. – 2006. – № 5. – С. 32–35.

73. Фролов Ю. С. Решение задач геомеханики при строительстве автотранспортных тоннелей в олимпийском Сочи / Ю. С. Фролов, Т.В. Ивантес, В. Н. Кавказский, А. Н. Коньков //Транспорт Российской Федерации. – 2013. – № 6(49). – С. 12–18.

74. Фролов Ю. С. Исследование на математических моделях влияния опережающей крепи кровли и лба забоя на устойчивость выработки, пройденной в протерозойских глинах Санкт-Петербурга / Ю. С. Фролов, Т. В. Иватес // Промышленное гражданское строительство. – 2011. – № 5. – С. 21–23.

75. JTG/T 70-2010. 公路隧道设计细则. – 北京: 人民交通出版社, 2010: 总 263 页. JTG/T 70-2010. Guidelines for Design of Highway Tunnel. – Beijing: China Communications Press, – 2010. – 263 p.

76. СТО НОСТРОЙ 2.27.128-2013. Строительство подземных сооружений горным способом с применением обделок из набрызг-бетона. Национальное объединение строителей. Москва. – 2015. – 121 с.

77. 黄明利, 宁锐. 重庆北站大断面立体交叉段施工技术研究 // 铁道工程学报. – 2017. – Vol. 1, № S.220. – P. 106–111. Huang Mingli, Ning Rui. Research on the Construction Technology of Large Cross Section of Chongqing North Railway Station // Journal of Railway Engineering Society. – 2017. – Vol. 1, № S.220. – P. 106–111.

78. 瞿晓巍. 地铁重庆北站零距离立体交叉暗挖施工力学效应分析: 硕士学位论文. – 北京, 2017: 总 115 页. Qu Xiaowei. Analysis on the mechanical effect of metro tunnel construction of Chongqing North Station with zero distance stereo crossing: Master's Thesis. – Beijing: Beijing Jiaotong University, –2017. – 115 p.

79. 高达. 复杂环境下重庆北站大断面立体交叉段施工技术研究: 硕士学位论文 北京, 2016: 总 79 页. Gao Da. Research on Construction Technology of Large Cross Section of Chongqing North Railway Station in Complex Environment: Master's Thesis. – Beijing: Beijing Jiaotong University, – 2016. – 79 p.

80. TB10003-2005. 铁路隧道设计规范. – 北京: 中国铁道出版社, 2005: 总 276 页. TB10003-2005. Code for Design on Tunnel of Railway. – Beijing: China Railway Press, – 2005. – 276 p.

81. GB 50017-2003. 钢结构设计规范. – 北京: 中国建筑工业出版社, 2003: 总 158 页. GB 50017-2003. Code for Design of steel structures. – Beijing: China Architecture & Building Press, – 2003. – 158 p.

82. GB 50010-2010. 混凝土结构设计规范. – 北京: 中国建筑工业出版社, 2010: 总 425 页. GB 50010-2010. Design of concrete structures. – Beijing: China Architecture & Building Press, – 2010. – 425 p.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

Справка о внедрении результатов исследований при строительстве односводчатой станции метрополитена в г. Чунцин

Справка

Об использовании результатов диссертационной работы аспиранта кафедры «Тоннели и метрополитены» Петербургского государственного университета путей сообщения (ПГУПС) Шэнь Цяофэн

В диссертационной работе «Прогноз геомеханических процессов при строительстве односводчатых станций метрополитена по технологии поэтапного раскрытия выработки в малопрочных скальных грунтах» разработана методика прогнозирования напряженно-деформированного состояния системы «крепь – грунтовый массив», отражающая особенности технологии поэтапного раскрытия большепролетной выработки опережающими забоями.

Разработанная автором методика прогнозирования напряженно-деформированного состояния системы «крепь – грунтовый массив» позволяет при обосновании проектных решений строительства тоннелей способом поэтапного раскрытия выработки опережающими забоями с большой степенью достоверности отразить в расчетах технологические особенности выполнения проходческих работ, влияющих на распределение и величины усилий в крепи, на сдвигание грунтового массива и осадки земной поверхности.

Комплексный подход к оценке напряженно-деформированного состояния системы «крепь-грунтовый массив» при раскрытии выработок большого пролета при стадийной технологии выполнения проходческих работ позволяет разумно обеспечить высокие технологии раскрытия выработки и минимизировать конструктивно-технологические риски при принятии решений.

Результаты исследований внедрены при строительстве станции «Северный вокзал» кольцевой линии в г. Чунцин (КНР). Были учтены разработанные автором рекомендации по закреплению забоя и усилению конструкции первичной обделки на торцевом участке станции. Некоторые результаты исследования использованы в учебном процессе, в частности, в рамках дисциплин «Тоннели, сооружаемые горным способом» и «Метрополитены».

Профессор Пекинского транспортного университета, кафедры «Тоннели и подземные сооружения»

Руководитель аспирантов по дисциплине
«тоннели и подземные сооружения»

Хуан Минли



Handwritten signature of Huang Minli

22/12 2020 г.

Адрес: г. Пекин, район Хайдин, Шанюаньцунь, 3, Центр тоннелей и подземных сооружений, 401 каб.,
Индекс: 100044, Тел: 86-010-51684816, E-mail: mlhuang@bjtu.edu.cn

ПРИЛОЖЕНИЕ Б

Внедрение результатов исследований в учебный процесс Петербургского государственного университета путей сообщения Императора Александра I

ФЕДЕРАЛЬНОЕ АГЕНТСТВО
ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ТРАНСПОРТА
Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования
**«Петербургский государственный
университет путей сообщения
Императора Александра I»
(ФГБОУ ВО ПГУПС)**
Московский пр., д.9, Санкт-Петербург, 190031
Телефон: (812) 457-86-28, факс: (812) 315-26-21
E-mail: dou@pgups.ru; http://www.pgups.ru
ОКПО 01115840, ОГРН 1027810241502,
ИНН 7812009592/ КПП 783801001

СГУПС
Диссертационный совет
99.2.054.02

30.06.2021 № 005.01.5-Р2
На № _____ от _____

Г _____ Г

СПРАВКА

**о внедрении результатов диссертационной работы Шэнь Цяофэн
«Прогноз геомеханических процессов при строительстве односводчатых
станций метрополитена по технологии поэтапного раскрытия
выработки в малопрочных скальных грунтах» в учебный процесс**

Настоящей справкой подтверждается практическое использование в учебном процессе федерального государственного образовательного учреждения высшего образования «Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I» на кафедре «Тоннели и метрополитены» факультета «Транспортное строительство» основных результатов диссертационной работы Шэнь Цяофэн «Прогноз геомеханических процессов при строительстве односводчатых станций метрополитена по технологии поэтапного раскрытия выработки в малопрочных скальных грунтах».

Результаты, полученные Шэнь Цяофэн в ходе работы над диссертацией, нашли применение в рамках подготовки специалистов по дисциплине Б1.В.ОД.5 «Инновационные технологии в тоннелестроении» для специальности 23.05.06 «Строительство железных дорог, мостов и транспортных тоннелей по специализации «Тоннели и метрополитены».

Первый проректор – проректор
по учебной работе

Заведующий кафедрой «Тоннели
и метрополитены»



Л.С. Блажко

А.П. Ледяев