

**Министерство науки и высшего образования Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования**

Тульский государственный университет

На правах рукописи



СОЛОВЬЕВ Дмитрий Андреевич

**СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ ГЕОТЕХНОЛОГИЙ
СТРОИТЕЛЬСТВА ТОННЕЛЕЙ ПОДЗЕМНЫМ СПОСОБОМ
В ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ САНКТ-ПЕТЕРБУРГА**

Специальность 2.8.8. Геотехнология, горные машины

Диссертация

на соискание ученой степени кандидата технических наук

**Научный консультант –
д-р техн. наук, профессор
Качурин Николай Михайлович**

Тула – 2023

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	4
ГЛАВА 1. АНАЛИТИЧЕСКИЙ ОБЗОР И ПОСТАНОВКА ЗАДАЧ ИССЛЕДОВАНИЯ	9
1.1. Инженерно-геологические условия проходки выработок Санкт-Петербургского метрополитена	9
1.2. Существующие методы обеспечения устойчивости груди забоя выработок, пройденных в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга	15
1.3. Современные методики повышения устойчивости забоя и окружающего грунтового массива	16
1.4. Алгоритм расчета напряженно-деформированного состояния методом конечных элементов на основе матрицы упругой жесткости	18
1.5. Влияние поверхностных зданий и сооружений на напряженно-деформированное состояние тоннелей метрополитена	21
1.6. Теоретически принципы прогноза технического состояния транспортных тоннелей с большим сроком эксплуатации	26
Выводы	35
Цель и идея работы. Постановка задач исследований	37
ГЛАВА 2. ГЕОТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И СТРОИТЕЛЬСТВА ТОННЕЛЕЙ В ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ САНКТ-ПЕТЕРБУРГА И МАТЕМАТИЧЕСКОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ ПРОЕКТИРОВАНИЯ	39
2.1. Рациональные технологические схемы проходки, средства механизации и конструкции крепления, реализованные на практике	39
2.1.1 Перегонные тоннели в устойчивых глинах	39
2.1.2 Перегонные тоннели в четвертичных грунтах	42
2.1.3 Эскалаторный тоннель	44
2.1.4 Сооружение колонных станций	47
2.1.5 Строительство станций пилонного типа	52
2.2. Методика и алгоритм расчета крепи тоннелей численным методом (МКЭ)	56
2.3. Описание процедуры расчета напряженно-деформированного состоя-	

ния горных пород программе Plaxis	59
2.4 Исследование деформационных и прочностных характеристик горных пород (грунтов) для моделирования геотехнологических решений ...	63
Выводы	69
ГЛАВА 3. МОДЕЛИРОВАНИЕ ГЕОТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ СТРОИТЕЛЬСТВА ТОННЕЛЕЙ ГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ В ПРОТЕРОЗОЙСКИХ ГЛИНАХ	72
3.1. Напряженно деформированное состояние горного массива и крепи при строительстве подземных сооружений	72
3.2. Взаимодействие массива протерозойских глин с опережающей анкерной крепью при строительстве тоннелей большого сечения	79
3.3. Оценка напряженно-деформированного состояния обделки коллекторного тоннеля при воссоздании объекта культурного наследия в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга	88
3.4. Прогнозирование формы вывала грунта из круглого забоя при проведении тоннеля в протерозойских глинах	101
Выводы	113
ГЛАВА 4. ГЕОТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ МЕТОДЫ ОБЕСПЕЧЕНИЯ УСТОЙЧИВОСТИ ЗАБОЕВ ТОННЕЛЕЙ В ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ САНКТ-ПЕТЕРБУРГА	114
4.1. Технологические методы снижения деформаций грунтового массива и повышения устойчивости забоя	114
4.2. Оценка воздействия зданий и сооружений на НДС подземных объектов метрополитена	120
4.3 Оценка устойчивости груди забоя калотной прорези	125
Выводы	127
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	129
Список использованной литературы	132

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность. По мере роста и развития крупных городов на территории России все более актуальным становится вопрос развития способов освоения подземного пространства. Города развиваются интенсивно не только в горизонтальном направлении, вертикальном направлении: вверх и вниз. Стоимость земли в центральных районах городов из-за развивающейся торговли и предпринимательской деятельности растет очень быстро. В связи с этим, и благодаря развивающимся строительным технологиям и накоплению опыта применения современных технологий строительства, застройщики всё чаще отдают предпочтение высотным зданиям с развитой подземной инфраструктурой, к которой относятся технические помещения, складские помещения, подземные паркинги. Плотность городской застройки с каждым годом увеличивается.

Неизбежно возникает ситуация, когда необходимо возводить подземные сооружения в зонах влияния существующих или вновь возводимых зданий. Подобные ситуации задают повышенный уровень ответственности перед строителями и проектировщиками. Повышают требования к проектной документации, качеству проходческих работ. Возникают ситуации, когда безопасность окружающей городской застройки выходит на первый план, снижая приоритет экономической составляющей, побуждая принимать технические решения, которые, обеспечат больший уровень безопасности, позволят уменьшить зону влияния подземных сооружений на наземные сооружения. В данной работе делается акцент именно на строительстве метрополитена в условиях Санкт-Петербурга. Метрополитен в этом городе расположен на глубинах в среднем от 40 до 80 м в устойчивых грунтах с коэффициентом крепости $f=1,5$ по Протодьяконову. Грунты представлены протерозойскими глинами. Кровля глин над тоннелями составляет, в среднем, от 8 до 30 м. Выше находятся слабые четвертичные отложения с модулем деформации от 10 до 20 МПа. С коэффициентом крепости по Протодьяконову примерно 0,8.

При этом особая актуальность темы исследований обусловлена необходимостью снижения деформаций грунтового массива и влияния подземного строительства на окружающую городскую застройку. Применение опережающей крепи позволяет снизить деформации со стороны лба забоя, что позволяет их уменьшить в целом. Так же одна из последних тенденций - это стремление к замене сборных конструкций монолитными конструкциями для снижения их окончательной стоимости. Целесообразно производить бетонирование участками не менее 6 м. В связи с этим, растет требование к повышению устойчивости грунтового массива. Один из геотехнологических вариантов решения данного вопроса – применение эффективной опережающей крепи в процессе проходки выработок.

Целью работы, являлось уточнение геотехнологических закономерностей строительства тоннелей глубокого заложения в протерозойских глинах и снижение вертикальных деформаций подработанного массива для обеспечения технологической безопасности тоннелей в периоды строительства и эксплуатации.

Идея работы, заключается в том, что снижение вертикальных деформаций подработанного массива и обеспечение технологической безопасности тоннелей в периоды строительства и эксплуатации достигаются применением усовершенствованных технологических операций выемки пород в забое, закреплением законтурного массива и использованием передового крепления, а ожидаемые напряженно-деформированные состояния массива оценивают по результатам математического моделирования.

Основные научные положения работы сформулированы следующим образом.

1. При моделировании геомеханических процессов для совершенствования геотехнологий строительства тоннелей подземным способом в геологических условиях Санкт-Петербурга целесообразно использовать математические модели движения и уравнения равновесия в упругой постановке, а для практического анализа параметров крепи в условиях подземной проходки в протерозойских глинах.

зойских глинах задача может быть решена в объёмной постановке с использованием метода конечных элементов.

2. Моделирование формы вывала грунта из кругового забоя в твердых глинах позволило утверждать, что в этом случае приемлема модель Кулона-Мора. Постепенное увеличение массы забоя вызывает сначала падение отдельных нарушенных кусков, затем пластические точки возникают над поверхностью марчеван приблизительно на 0,5 м в высоту и простираются на 1 м вглубь массива и происходит расслоение глин, формирующее клинообразный вывал, который начинает развиваться в сторону земной поверхности.

3. В рамках актуальной проблемы воссоздания объектов культурного наследия Санкт-Петербурга, которые попадают в охранную зону подземных инженерных сетей, вариантом решения данной задачи стала разработка и внедрение компенсационных разгружающих систем над существующими тоннелями, которые позволили минимизировать воздействие от массы вновь возводимого наземного сооружения, а также обеспечить безопасность строительных работ.

4. Наиболее эффективны компенсационные разгружающие системы из балок трубчатого сечения диаметром 530 мм, установленных в породном целике между сохранившимся фундаментом культового сооружения и обделкой существующего тоннеля, а для снижения нагрузки на действующий тоннель необходимо устанавливать сваи с обсадными трубами диаметром 800 мм и с заделкой их концов на глубину 30 м.

Научная новизна теоретических положений:

1. Уточнены физическая модель и математическое описание напряженно-деформированного состояния горного массива и крепи при строительстве подземных сооружений в горно-геологических условиях Санкт-Петербурга, отличающиеся тем, что на их основе разработаны рациональные геотехнологические решения, обеспечивающие безопасность горно-строительных работ.

2. Уточнены закономерности взаимодействия массива протерозойских глин с опережающей анкерной крепью и доказана геотехнологическая целесо-

образность использования опережающей крепи при строительстве тоннелей большого сечения.

3. Доказано, что процесс формирования формы вывала грунта из круглого забоя при проведении тоннеля в протерозойских глинах можно прогнозировать на основе результатов математического моделирования методом конечных элементов.

Достоверность научных положений, выводов и рекомендаций подтверждается: корректной постановкой задач исследований, обоснованным использованием классических методов геомеханики, математической физики, математической статистики и современных достижений вычислительной техники; достаточно большим объемом лабораторных и вычислительных экспериментов, результаты которых свидетельствуют об адекватности разработанных моделей и обоснованности выводов и рекомендаций.

Практическая значимость работы заключается в том, что предложены новые направления комплексного мониторинга деформаций горного массива в процессе строительства и эксплуатации тоннелей различного назначения в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга.

Реализация работы. Теоретические результаты и технические решения включены в базовые учебные курсы по проектированию современных геотехнологий для студентов, обучающихся по специальности «Горное дело», а также использованы при выполнении договорных и госбюджетных НИР в Тульском государственном университете.

Апробация работы. Научные положения и практические разработки диссертационной работы, и отдельные ее разделы докладывались и обсуждались на научных семинарах кафедры геотехнологий и строительства подземных сооружений ТулГУ (г. Тула, 2016 – 2022 гг.); на научных семинарах и конференциях МГИ НИТУ МИСиС (г. Москва, 2019 гг.); Международной научно-практической конференции «Горное дело в XXI веке: технологии, наука, образование» (г. Санкт-Петербург 2015 г.); Международных конференциях «Социально-экономические и экологические проблемы горной промышленности,

строительства и энергетики» (г. Тула, 2018 – 2022 гг.).

Личный вклад заключается в математической обработке результатов лабораторных исследований, натурных наблюдений и вычислительных экспериментов; в разработке математических моделей геомеханических процессов для различных горно-геологических условий; в разработке алгоритмов для инженерных расчетов и прогнозных оценок.

Публикации. По результатам выполненных исследований опубликовано 6 статей, в том числе 3 статьи в изданиях, включенных в перечень ВАК Минобрнауки РФ; 2 статьи в изданиях, включенных в РИНЦ; 1 статья в сборнике научных трудов российской конференции; 1 свидетельство об официальной регистрации программ для ЭВМ.

Объем и структура диссертации. Диссертация состоит из введения, 4 глав и заключения, изложенных на 142 страницах машинописного текста, содержит 60 иллюстраций, 4 таблицы и список литературы из 106 наименований.

ГЛАВА 1. АНАЛИТИЧЕСКИЙ ОБЗОР И ПОСТАНОВКА ЗАДАЧ ИССЛЕДОВАНИЯ

1.1. Инженерно-геологические условия проходки выработок Санкт-Петербургского метрополитена

Породы, в которых в основном возводят подземные сооружения Санкт-Петербургского метрополитена, представляют собой плотные протерозойские глины с прослойками тонкозернистого цементированного песка (таблица 1.1).

Таблица 1.1 – Основные физико-технические свойства протерозойских глин

№	Наименование характеристик	Обозначение	Ед. изм.	Величина
1	Естественная влажность	W	%	12...18
2	Коэффициент водонасыщения	$k_{нас}$	–	0,88...1,0
3	Объемная масса структурная	γ	кг/м ³	2200...2300
4	Объемная масса скелета	δ	кг/м ³	1950...2000
5	Удельная масса	Δ	кг/м ³	2750
6	Пористость	n	%	29
7	Временное сопротивление сжатию	R_c	МПа	1,5-2,5
8	Временное сопротивление разрыву	R_p	МПа	0,1-0,4
9	Модуль упругости	E	МПа	92...770
10	Угол внутреннего трения	φ	град.	18...20
11	Сцепление	$C_{сц}$	МПа	0,1...0,2
12	Коэффициент Пуассона	ν	–	0,35

Основная часть подземных сооружений метрополитена расположена в котлинских глинах, в верхней части разреза отложений котлинского горизонта венда, отнесённой ко второй пачке верхнекотлинской подсвиты vkt_2^2 . В северной и центральной частях города эти отложения перекрыты только четвертичным песчано-глинистыми отложениями. На юге, от широты южного берега Невской губы, они залегают под пачкой венд – нижнекембрийских глин и песчанников, покрывающих котлинские глины. Поэтому физическое состояние глин в северно-центральной и южной частях города различно [1–12, 34].

Котлинские, или протерозойские грунты представляют собой мощную толщу очень плотных, маловлажных глин. Несмотря на кажущуюся однородность, характерной чертой этих глин является микрослоистость, обусловленная наличием тончайших прослоек сцементированного тонко-зернистого песка. Результаты лабораторных исследований котлинских глин свидетельствуют о следующем.

1. Прочностные и деформационные свойства котлинских глин в образцах достаточно изучены. По показателям прочности на сжатие (2,2...8,2 МПа, в среднем 4,2...5,8 МПа), растяжение (0,3...0,43 МПа), сцеплению (1,25...1,9 МПа), модулю деформации (103...176 МПа) глины можно характеризовать как прочные и твердые. Это подтверждается их малой пористостью, высокой плотностью (20,9...22,3 кН/м³), малой набухаемостью (3...11 %) и относительной водоустойчивостью.

2. Прочность глин в массиве с учетом его ослабления трещинами может быть оценена только приблизительно. По данным ВНИМИ, с увеличением размера образцов в 5 раз сопротивление сжатию снизилось вдвое. СНиП П-40-80, табл.9, рекомендуют расчетное значение удельного сцепления для глин 0,15 МПа, что на порядок меньше сцепления, полученного испытаниями на образцах.

3. Котлинская глина должна быть отнесена к III категории грунтов по СНиП и характеризоваться коэффициентом крепости 1,0...1,5 (по аналогии с кембрийскими глинами и глиной плотной, Приложение к СНиП 11-44-78). Вы-

числение коэффициента крепости по соотношению: $\sigma_{сж} = 10f$ дает заниженные значения.

4. Применительно к устойчивости породных обнажений в забоях важное значение имеют: увеличение влажности глин с приближением к четвертичным отложениям; снижение предела прочности и сцепления глин по мере роста влажности; снижение прочности образцов при косонаправленной, относительно главных напряжений, слоистости; уменьшение сцепления на 30...35 % при длительном действии нагрузки.

5. В области запредельных деформаций снижение величины сцепления можно приближенно оценить по результатам испытаний образцов котлинских глин на "жестких" прессах, выполненных в лаборатории СПГГИ (инж. А.В. Егоров, к.т.н. С.Н. Наумов) [16]. Пример полной диаграммы деформирования образцов глин при нулевом боковом давлении приведен на рисунке 1.1.

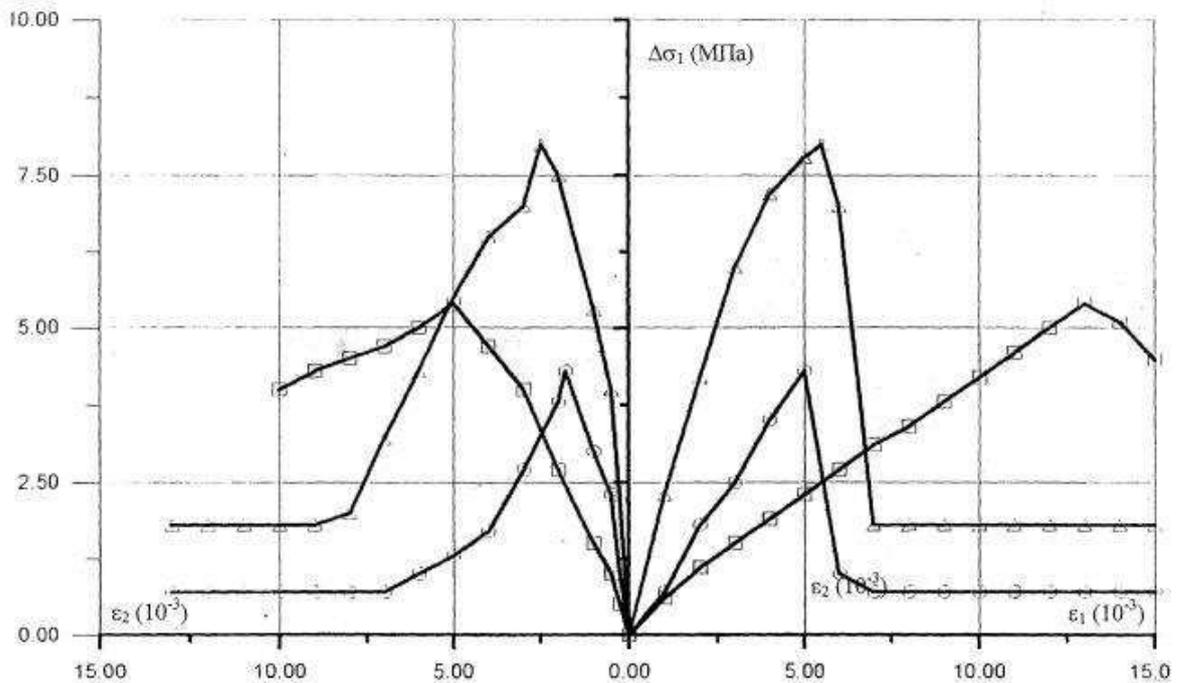


Рисунок 1.1 – Испытание глин при различной ориентации слоистости на жестких штампах. Влажность 10 % [26]

По диаграмме видно, что в области запредельных деформаций остаточная прочность составляет всего 0,18 от предельной. Известно также, что при дли-

тельном действии нагрузки сцепление составляет 0,65...0,7 от сцепления при кратковременных испытаниях. По данным лабораторных испытаний, сцепление в массиве, определенное различными организациями находится в интервале от 0,54 до 1,9 МПа. Соответственно, за пределом прочности $c_T=0,013...0,13$ (МПа). Таким образом, максимальное и минимальное значения сцепления отличаются, в зависимости от характера трещиноватости, на порядок. Угол внутреннего трения в тех же условиях изменяется в относительно узких пределах - от 11 до 31 [13 – 16].

Некоторые измерения показывают модуль деформации при испытании на стабилометре – 50 МПа. При всестороннем обжатии 500 кПа. Относительные деформации образца, при которых происходит разрушение грунта на стабилометре, составляют $\varepsilon=0,08...0,12$. Следовательно, характеристики кембрийских глин имеют большую вариацию. Особенно модуль деформации. При решении задачи устойчивости забоя необходимо детально рассмотреть фактор времени. По опыту строительства, чем дольше стоит забой, тем больше растет нагрузка на крепь и осадки. Необходимо рассмотреть ряд работ, описывающих фактор времени в работе протерозойских глин. Следует заметить, что, при определении сцепления и угла внутреннего трения через прочность на сжатие выработка стоит без пластических точек. Однако это не подтверждается практикой. Выработка может стоять ограниченное время. Также опасность представляют трещины и водопроявления, которые ослабляют массив.

Программа PLAXIS использует модуль Юнга в качестве основного модуля жесткости в упругой модели и модели Кулона-Мора, хотя возможны и некоторые другие альтернативные модули жесткости. Модуль жесткости имеет размерность напряжений. Необходимо обратить особое внимание на принятое в расчете значение параметра жесткости, так как многие грунты проявляют нелинейное поведение с самого начала их нагружения. В механике грунтов начальный угол наклона кривой обычно обозначается как E_0 (касательный модуль) а секущий модуль упругости при 50 % прочности материала - как E_{50} (рисунок 1.2). Для материалов с большим диапазоном линейно-упругого де-

формирования можно применять E_0 , но при нагружении большинства грунтов, как правило, используется E_{50} .

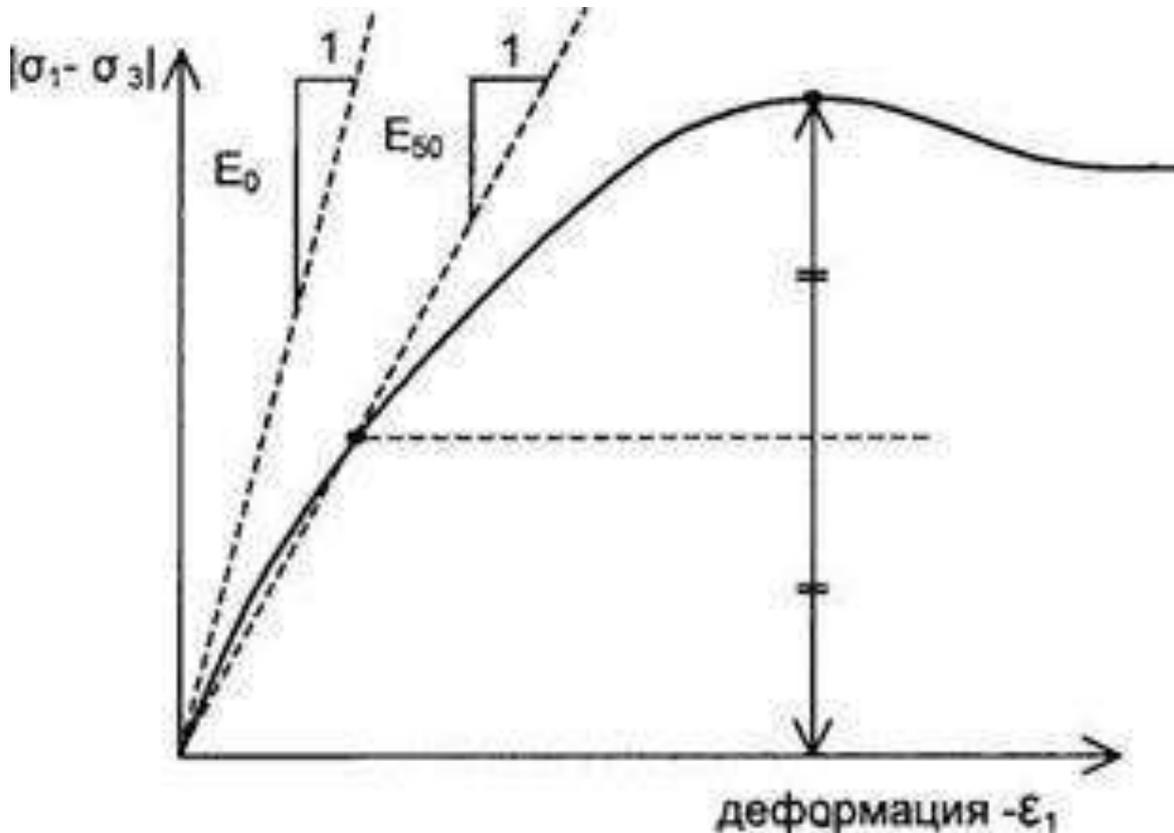


Рисунок 1.2 – Определение E_0 и E_{50} по результатам стандартных дренированных испытаний грунта на трехосное сжатие

При рассмотрении задач, связанных со снятием нагрузки, например, в случае прокладки туннеля или разработки грунта, необходимо применять $E_{нт}$ вместо E_{50} . Для грунтов как модуль разгрузки $E_{нт}$, так и модуль первичного нагружения E_{50} имеют тенденцию увеличиваться с увеличением всестороннего давления. Поэтому глубоко залегающие пласты обычно имеют большую жесткость, чем пласты, залегающие у поверхности. Кроме того, жесткость зависит от траектории нагружения [5–34]. При снятии нагрузки и повторном нагружении жесткость становится намного больше, чем при первичном нагружении грунта. Также жесткость грунта, представленная через модуль Юнга, может быть ниже при сжатии (дренированном), чем при сдвиге. Поэтому, при представлении поведения грунта с помощью постоянного модуля жесткости необ-

ходимо задать такое значение модуля, которое будет соответствовать уровню напряжений и траектории нагружения. Зависимость поведения грунта от напряжений учитывается в усовершенствованных моделях программы PLAXIS. Для модели Кулона-Мора PLAXIS предлагает специальную опцию для учета жесткости, увеличивающейся с глубиной.

Таким образом, во-первых, в большинстве случаев, модуль упругости для глин не применим, т.к. он описывает связь «напряжения – относительные деформации» только при очень малых значениях последних. Натурные испытания глин в выработках дают значения модуля деформации в районе 200 МПа. Вероятно, это модуль при разгрузке. Образцы при испытании, если их не пропаривать водой, если они не разрушены из-за трещиноватости или слоистости глин, находятся в состоянии разгрузки. Поэтому испытания образцов, выполненные в лабораториях, подходят для изучения особенностей работы тоннельных обделок и выработок. Данный вопрос требует более подробного изучения в дальнейшем.

Стандартные дренированные испытания грунта на трехосное сжатие могут дать быстрое уменьшение объема грунта в самом начале осевого нагружения, и, следовательно, низкое начальное значение коэффициента Пуассона (ν_0) [26 – 45].

Коэффициент Пуассона достаточно просто задается в случае применения упругой модели или модели Кулона-Мора при гравитационном нагружении. Для такого типа нагружения программа P1.AX15 должна дать реалистическое значение коэффициента Пуассона.

Так как для одномерного сжатия обе модели дадут хорошо известное отношение, то легко выбрать такой коэффициент Пуассона, который позволит получить реалистическое значение коэффициента бокового отпора K_0 . Следовательно, ν определяется путем подбора K_0 . Коэффициент Пуассона в соответствии с инженерно-геологическими исследованиями может быть принят равным 0,35.

В модели Кулона-Мора параметр сцепления может использоваться для моделирования эффективной связности грунта в комбинации с реалистичным эффективным углом трения. Программа Plaxis предлагает специальную опцию для ввода слоев грунта, в которых связность увеличивается с глубиной.

1.2. Существующие методы обеспечения устойчивости груди забоя выработок, пройденных в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга

Перегонные тоннели сооружаются преимущественно способом щитовой проходки. Обделка сооружается с обжатием на породу, быстро включается в работу. Несмотря на то, что обделка является довольно деформативной, за счет плотного контакта и последующего нагнетания удается уменьшить влияние проходки выработки на дневную поверхность. Лоб забоя при щитовой проходке разрабатывается роторным рабочим органом. В некоторой степени, ротор оказывает давление на лоб забоя, хотя бы потому, что должен быть прижат к нему для разработки грунта. Т.е. в данном случае присутствует небольшое активное давление на забой. Все перечисленное уменьшает осадки от строительства перегонов, делает и несущественными. В среднем осадки над перегонами составляют порядка 1 см.

Подходные выработки разрабатываются с использованием ручного труда. С определенных диаметров используют тубингоукладчик. Использование сборочной обделки позволяет включить кольцо в работу довольно быстро и уменьшить опасность нарушения целостности грунтового массива в сводовой части выработки. Так, 1 кольцо отстает от забоя в среднем, на 1м. Можно считать, что 2-3 кольцо обделки имеет плотный контакт с грунтом за счет заполнения пустот за обделкой раствором первичного нагнетания. Конечно, следует учесть время твердения раствора.

Грудь забоя крепят горизонтальными трубами с затяжкой из досок в шахматном порядке. Трубы вставляют в пазы в грунте, расклинивают их. Как

правило, такая конструкция защищает от вывалов. Жесткость данной конструкции мала по следующим причинам.

Вообще, данная конструкция служит больше для безопасности осуществления проходческих работ. Если рассмотреть возможность использования комбайнов, то наличие малых вывалов со лба забоя не будет представлять опасности. В случае остановки работ на длительный период, устанавливаются распорки в горизонтальный диаметр, и обратный свод обдела. Вообще, следует заметить, что протерозойские глины деформируются со временем. Длительные значения геологических процессов довольно хорошо изучены. Кратковременная скорость деформации, которая приводит к росту давления на временную крепь, в зависимости от времени простоя выработки изучена мало и, в основном, эмпирически. Развитие деформаций поверхности, которая следует за деформациями лба забоя или свода, всегда отложена по времени. При больших деформациях в протерозойских грунтах происходит образование свода обрушения, который доносит деформации до границы четвертичных глин спустя какое-то время. В четвертичных грунтах так же присутствует текучесть. Развитие горного давления на временную крепь посвящены работы Кулагина [2]. Лиманов так же приводит в своей книге «Осадки земной поверхности» [3] ссылки на деформации груди забоя по времени. Обе работы основаны на исследовании эмпирических зависимостей. Аналогичным образом раскрываются выработки станционных комплексов диаметром до 10 м, а также группы камер съездов.

1.3. Современные методики повышения устойчивости забоя и окружающего грунтового массива

Требования уменьшению осадок дневной поверхности приводит к необходимости поиска способов укрепления грунтового массива в направлении проходки выработки. Поиска методов рационального использования опережающей крепи, кровли и груди забоя. На данный момент использование анкерной крепи, в том числе из стекловолоконной арматуры широко применяется в зару-

бежной практике. ADECO-RS – это одна из технологий, которая применялась при проходке выработок большого сечения в аргиллитах (8 тоннеля в Сочи). Суть метода заключается в том, что для повышения устойчивости груди забоя ему придают вогнутое очертание с применением анкерной, крепи из фиброгласовых анкеров и нагнетания набрызгбетона на поверхность. Набрызгбетон защищает кровлю, стены выработки от вывалов, улучшает условия работы анкерной системы за счет объединения оголовков анкеров. Следует отметить, что использование анкерной крепи в условиях тоннеля в первую очередь применялось для обеспечения его устойчивости. Осадки дневной поверхности, применительно к тоннелям, как правило, отходят на второй план.

В реальных условиях тоннеля присутствуют зоны раздробленности массива, что в полной мере оправдывает использование анкеров данном случае. Цель применения полукруглой груди забоя является в уменьшении вероятности вывалов, вызванных растягивающими напряжениями. Таким образом, при полукруглом очертании максимально эффективно используется несущая способность набрызгбетонного сечения в условиях обжатия. Получаем арку или купол, который опирается своими краями на стены и своды выработки. Недостаток такого способа в перерасходе набрызгбетона, т.к. грудь забоя нужно закреплять с определенным шагом.

Следует отметить, что в данном способе присутствует один недостаток – это необходимость возведение наклонной крепи. Проще всего такую крепь возводить набрызгбетоном. Следовательно, это ведет к необходимости изменения существующих технологических схем возведения постоянной крепи и поиску новых конструктивных решений постоянных конструкций подземных сооружений. Для уменьшения деформации груди забоя можно рассмотреть изменения очертания груди забоя, придание ей наклона, округлого очертания. Наклонное очертание способствует снижению развития трещин закола. Кругловое очертание груди забоя способствует уменьшению количества вывалов из центральной части забоя, в которой массив испытывает наибольшие растягивающие напряжения. При комбинировании изменения очертания лба забоя в

пользу придания ему округлой формы с нанесением набрызгбетона возможно достижение наибольших результатов вследствие совместной работы грунтового массива и набрызгбетонной оболочки. При этом оболочка из набрызгбетона работает в наилучших условиях – преимущественно на сжатие. Наибольший интерес вызывает изучение современных разработок в области применения анкеров специализированного назначения с целью опережающего крепления грунтового массива. И возможности из применения в геологических условиях Санкт-Петербурга [46 – 67].

1.4. Алгоритм расчета напряженно-деформированного состояния методом конечных элементов на основе матрицы упругой жесткости

Формируют блок исходных данных. Затем определяют Матрица жесткости:

$$K = \int B^T D^e B dV. \quad (1.1)$$

Переходят к новому шагу $i \rightarrow i + 1$ и вычисляют новый вектор нагрузки:

$$f_{ex}^i = f_{ex}^{i-1} + \Delta f_{ex}. \quad (1.2)$$

Рассчитывают вектор реакции:

$$f_{in} = \int B^T \sigma_c^{i-1} dV. \quad (1.3)$$

Вычисляют невязку:

$$\Delta f = f_{ex}^i - f_{in}. \quad (1.4)$$

Обнуляют приращение перемещений $\Delta v = 0$.

Формируют новую итерацию $j = j + 1$.

Вычисляют перемещения:

$$\delta v = K^{-1} \Delta f. \quad (1.5)$$

Корректируют приращение перемещений:

$$\Delta v^j = \Delta v^{j-1} + \delta v. \quad (1.6)$$

Рассчитывают приращение деформаций:

$$\Delta \varepsilon = B \Delta v; \quad (1.7)$$

$$\delta \varepsilon = B \delta v. \quad (1.8)$$

Рассчитывают упругие нормальные напряжения:

$$\sigma^{tr} = \sigma_c^{i-1} + D^e \Delta \varepsilon. \quad (1.9)$$

Рассчитывают равновесные нормальные напряжения:

$$\sigma^{eq} = \sigma_c^{i-1} + D^e \delta \varepsilon. \quad (1.10)$$

Рассчитывают материальные нормальные напряжения:

$$\sigma^{ij} = \sigma^{tr} - D^e \frac{f(\sigma^{tr})}{d} \frac{\partial q}{\partial \sigma}. \quad (1.11)$$

Формируют вектор реакции:

$$f_{in} = \int B^T \sigma_c^{ij} dV. \quad (1.12)$$

Вычисляют невязку:

$$\Delta f = f_{ex}^i - f_{in}. \quad (1.13)$$

Рассчитывают погрешность:

$$e = \left| \frac{\Delta f}{f_{ex}^i} \right|. \quad (1.14)$$

Проверяют точность:

$$e \begin{cases} e < e_{tolerated}, \text{ завершение,} \\ e > e_{tolerated}, \text{ новая итерация.} \end{cases} \quad (1.15)$$

Корректируют перемещение:

$$v^i = v^{i-1} + \Delta v. \quad (1.16)$$

Запись выходных данных.

Если расчет не завершен, выполняется новый шаг.

Завершение.

Решение системы уравнений осуществляется с помощью разброса итерационной процедуры решения с быстрой предварительной подготовкой. Для нормальных расчетов упругопластических деформаций решение основано на

методике сопряженных градиентов (CG), тогда как для расчета консолидации (в результате неопределенной матрицы), решение основано на SYM-QMR*. Предварительная подготовка основана на упругой жесткости материала матрицы с диагональю масштабирования и использования переменной снижения допустимого отклонения.

Условные обозначения математических параметров итерационных процедур:

b – вектор объемной силы;

B – матрица интерполяции деформаций;

D^e – матрица жёсткости упругого материала, представляющая закон Гука;

f – функция текучести;

G – функция пластического потенциала;

K – матрица жесткости;

L – дифференциальный оператор;

M – матрица жесткости материала;

N – матрица функции формы;

P – (избыточное) поровое давление;

R – матрица проницаемости;

t – время;

\underline{t} – граничные тяговые усилия;

\underline{u} – вектор компонент перемещений;

\underline{v} – вектор угловых перемещений;

V – объем;

W – весовой коэффициент;

γ – объемный вес;

$\underline{\varepsilon}$ – вектор компонент деформаций;

λ – пластический множитель;

ξ, η, ζ – локальные координаты;

$\underline{\sigma}$ – вектор компонент напряжений;

ω – постоянная интегрирования (явная схема: $\omega = 0$; неявная схема: $\omega = 1$).

1.5. Влияние поверхностных зданий и сооружений на напряженно-деформированное состояние тоннелей метрополитена

Застройка в охранной зоне метрополитена может оказывать существенное влияние на напряженно-деформированное состояние и эксплуатационную надежность подземных сооружений. Следует отметить, что до настоящего времени практически не существует нормативной документации, которая бы регламентировала допустимые дополнительные нагрузки на различные типы подземных сооружений метрополитена, степень допускаемого приближения элементов фундаментов и свай, единого подхода к размеру охранных зон различных подземных сооружений и ряд других факторов.

Поэтому необходимо разработать критерии оценки допустимости наземного строительства в охранной зоне метрополитена в зависимости от различных факторов: типа подземного сооружения, инженерно-геологических условий его заложения, текущего технического состояния подземных сооружений, допустимой величины дополнительных нагрузок на них и ряда других условий.

Авторы работ [6–24, 32–35] сформулировали алгоритм действий для оценки возможного влияния наземного строительства на подземные объекты метрополитена на разных стадиях проектирования и в ходе строительства.

Ими приводятся примеры реализации предлагаемой методики для оценки влияния наземного строительства на различные подземные объекты Петербургского метрополитена. Комплекс мероприятий по оценке влияния наземного строительства на тоннели метрополитена представлены на рисунке 1.3 [68]. На начальных стадиях разработки проекта должна проводиться предварительная оценка степени негативного влияния вновь возводимых наземных комплексов на подземные сооружения метрополитена. Такая оценка позволяет избежать заведомо неприемлемых проектных решений и предвидеть необходимые меро-

приятия и дополнительные затраты по обеспечению сохранности подземных сооружений. Одновременно должно выполняться обследование подземных объектов метрополитена, попадающих в зону возможного влияния строительства.



Рисунок 1.3 – Комплекс мероприятий по оценке влияния наземного строительства на объекты метрополитена

Обследование производится с целью выявления и документальной фиксации текущего технического состояния с учетом износа конструкций и материалов, и учета этих параметров в поверочных расчетах.

При определении дополнительных нагрузок первым этапом является определение бытовых нагрузок, т.е. нагрузок, действующих на подземное сооружение с учетом фактических инженерно-геологических условий и определяемых в соответствии с нормативной документацией.

Следующим этапом является определение того, как изменится нагрузка на подземное сооружение при строительстве наземного сооружения. Производится определение величины нагрузки на подземное сооружение после строительства наземного объекта и определение границ толщи грунтов, которые будут смещаться при строительстве.

При определении нагрузки важно учитывать технологию возведения здания.

Величина нагрузки может изменяться как в большую сторону (при возведении здания с большим количеством надземных этажей), так и в меньшую сторону (при строительстве малоэтажных зданий с заглубленными паркингами или подвальными этажами). Сравнение действовавших до начала строительства нагрузок на сооружение и ожидаемых в процессе и после окончания строительства, как правило, производят в графическом виде, обеспечивающем наглядное представление информации для заказчика и контролирующих организаций. Пример результатов расчета представлен на рисунке 1.4.

При выявлении увеличения нагрузки на подземное сооружение, необходимо произвести его поверочный с учетом, как дополнительной нагрузки, так и фактического технического состояния, выявленного в ходе обследования.

Если деформации и напряжения в конструкции подземного сооружения существенно не снижают его эксплуатационную надежность, то, как правило, по результатам анализа выносится положительное решение о возможности строительства наземного объекта.

Определение деформаций грунтового массива под плитой

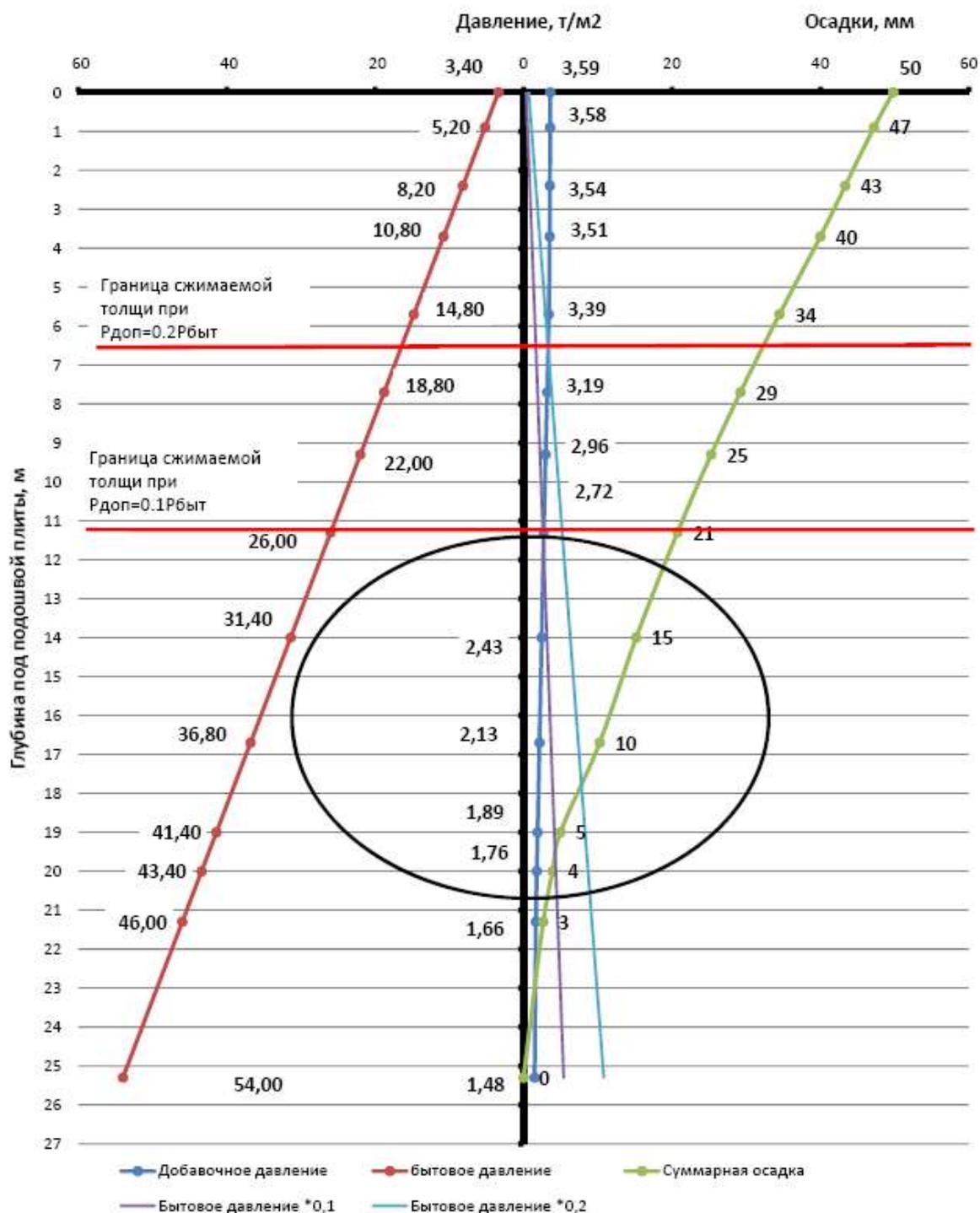


Рисунок 1.4 – Графическое сравнение величин бытового давления, добавочного давления, и значения суммарных осадок [68]

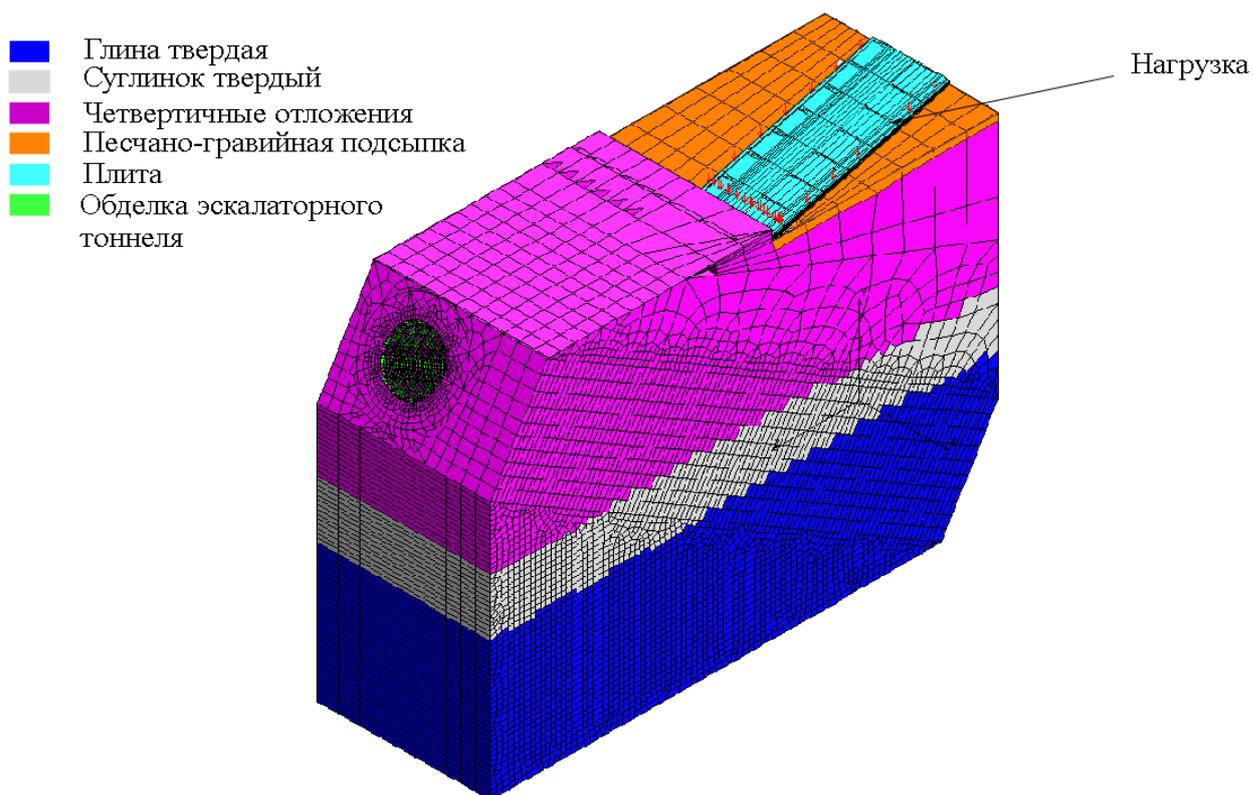


Рисунок 1.5 – Общий вид расчетной схемы, моделирующей эскалаторный тоннель и строящееся над ним сооружение [68]

Для определения степени влияния наземного объекта на такие сложные подземные сооружения, как станции метрополитена, необходимо создавать объемные математические (а в ряде случаев и физические) модели. На этих моделях, в частности, можно сравнивать и проверять различные мероприятия по снижению воздействия наземного объекта. Пример такой модели созданной для эскалаторного тоннеля метрополитена представлен на рисунке 1.5.

Авторы [68] считают, что возможными вариантами решениями при снижении воздействия могут быть: усиление подземного сооружения, что в условиях действующего метрополитена часто невозможно; уменьшение нагрузок от здания путем уменьшения его этажности или применения более легких конструкционных материалов; изменение конструкций и типа фундаментов с целью уменьшения нагрузок, приходящих на подземное сооружение. Применение алгоритма, описанного в данной статье, позволяет осуществлять строительство наземного сооружения в охранной зоне метрополитена и исключить негативное

влияние на подземные сооружения. При этом, одновременно с началом строительства необходимо проведение постоянного мониторинга подземных сооружений для фиксации возможных повреждений и обеспечения их эксплуатационной надежности.

1.6. Теоретически принципы прогноза технического состояния транспортных тоннелей с большим сроком эксплуатации

Научные и методологические основы моделирования геомеханических процессов во вмещающих подземные сооружения породных и грунтовых массивах являются результатом исследований, ведущих отечественных ученых: Б.З. Амусина, С.В. Анциферова, И.В. Баклашова, Н.С. Булычева, П.В. Деева, В.А. Гарбера, Е.А. Демешко, Ю.К. Зарецкого, М.А. Иофиса, Б.А. Картозии, В.Н. Каретникова, Н.М. Качурина, Е.Н. Курбацкого, И.А. Кузьменко, М.О. Лебедева, Ю.А. Лиманова, В.В. Макарова, Л.В. Маковского, В.Е. Меркина, А.Н. Панкратенко, М.С. Плешко, А.Ю. Апрокопов, А.Г. Протосени, К.В. Руппенейта, А.Д. Сашурина, Н.Н. Фотиевой, Е.В. Щекудова, и др. [1 – 68, 73 – 94].

Комплекс исследований в этой области выполнен также зарубежными специалистами, среди которых можно выделить работы G. Barla, A. Bobet, Z. Chengping, N.A. Do, Z. Guan, M.S. Kovacevic, F. Pellet, F. Song и др.

Требования к обследованию и оценке технического состояния тоннелей, включая методики выявления и оценки дефектов, расчета и прогнозирования несущей способности конструкций, изложены в ряде действующих нормативных документов [21, 22, 51]. В то же время единая классификация дефектов тоннельных конструкций в настоящее время отсутствует.

На основе обобщения материалов нормативных документов и специализированной литературы автором разработана следующая классификационная структура дефектов.

В зависимости от местоположения дефекты могут формироваться в:

- тоннельных конструкциях;

- окружающем грунтовом массиве;
- надтоннельной застройке.

Дефекты надтоннельной застройки принципиально не отличаются от типовых дефектов в зданиях и сооружениях и далее подробно не рассматриваются.

Дефекты тоннельных конструкций [68–83] в зависимости от материала изготовления делятся на:

- дефекты в бетонных и железобетонных конструкциях;
- дефекты в стальных конструкциях и чугунных тубингах;
- дефекты в каменной кладке.

В зависимости от значимости дефекты делятся на группы:

- критические - дефект, при наличии которого снижается безопасность работ, прочность, надежность и долговечность сооружения; эксплуатация сооружения при данном дефекте практически невозможна;

- значительные - дефект, несущественно влияющий на безопасность работ, но снижающий прочность, надежность и долговечность сооружения в эксплуатации;

- малозначительные - дефект, который не оказывает существенного влияния на безопасность работ, прочность, надежность и долговечность сооружения в эксплуатации.

В зависимости от причины их происхождения можно выделить:

- дефекты, обусловленные технологическими причинами и нарушениями в период строительства;

- дефекты, вызванные влиянием горного и гидростатического давления, эксплуатационными нагрузками и другими механическими воздействиями.

- дефекты, вызванные влиянием природно-климатических факторов;

- дефекты, обусловленные техногенным воздействием окружающей среды (в том числе коррозия бетона и арматуры).

- дефекты, вызванные проектными ошибками.

В зависимости от последствий образования дефекта можно выделить:

- дефекты, негативно влияющие на долговечность конструкции;
- дефекты, негативно влияющие на несущую способность конструкции;
- дефекты, негативно влияющие на водонепроницаемость конструкции;
-
- дефекты, вызывающие увеличение нагрузок на тоннельные конструкции;
- дефекты комбинированного негативного влияния.

Дефекты (нарушения) в грунтовом массиве вокруг тоннельной обделки могут иметь природно-геологический и техногенный характер.

К природно-геологическим можно отнести:

- дезинтеграционные структуры (различные формы нарушения сплошности и однородности окружающих тоннель грунтов);
- дизъюнктивные (разрывные) геологические нарушения (нарушения сплошности массива грунтов при тектонических, оползневых процессах);
- пликативные геологические нарушения (нарушения залегания пород сдвигового характера в виде изгибов);
- структурную нарушенность грунтов (нарушение сплошности системами полостей, трещин, ослабляющих их прочность);
- подземные, в том числе карстовые пустоты, разломы.

К техногенным нарушениям грунтов можно отнести:

- повышенную трещиноватость грунтов из-за влияния технологии проходческих работ;
- пустоты в законтурном пространстве;
- деформации, изгиб грунтовых слоев в кровле тоннеля с возможным образованием мульд оседания;
- просадки грунтового массива из-за совместного (независимого) влияния тоннеля и надтоннельной застройки;
- нарушения природного гидрогеологического режима грунтового массива;
- нарушения природной экобиоты в грунтовом массиве вокруг тоннеля.

С учетом представленной классификации при оценке технического состояния тоннелей возникает необходимость решения трех основных задач:

1. Выявление дефекта и его классификация.
2. Расчетная проверка степени опасности дефекта.
3. Оценка запаса несущей способности и долговечности тоннельных сооружений с учетом влияния выявленных дефектов.

Выявление дефекта осуществляется в три этапа:

- подготовка к проведению обследования;
- предварительное (визуальное) обследование;
- детальное (инструментальное) обследование.

Подготовительные работы включают в себя:

- ознакомление с объектом обследования, его объемно-планировочным и конструктивным решениями и материалами инженерно-геологических изысканий;
- сбор и анализ проектно-технической документации;
- составление программы работ (при необходимости) в соответствии с техническим заданием на обследование.

Обделка может быть представлена монолитной конструкцией, обладающей изгибной жесткостью; сборной конструкцией со связями растяжения в стыках и с шарнирными стыками, набрызгбетонным покрытием, многослойной конструкцией. При ее расчете неизвестные внутренние усилия и напряжения в обделке определяются на основе анализа взаимодействия элементов единой геомеханической системы «крепь – массив». В большинстве случаев рассматривается плоская задача в рамках линейно деформируемой модели массива пород.

Разработка схем второй группы началась с простейших осесимметричных задач. А.Н. Динником впервые рассмотрено решение задачи по определению напряжений в упругой среде, ослабленной незакрепленной круглой выработкой в плоской постановке. Г.П. Савиным получено решение задачи определения

напряженно-деформированного состояния закрепленной выработки с помощью решения Ламе для толстостенной трубы.

Большой вклад в развитие механики подземных сооружений и методов расчета обделок тоннелей внесли исследования Н.С. Булычева и Н.Н. Фотиевой [10, 12, 65] и их учеников [1, 26-27, 53-58]. В их трудах рассмотрены методы расчета обделок произвольного поперечного сечения, в том числе многослойных с использованием теории функций комплексного переменного, развитой Н.П. Мухелишвили. Основные положения расчета обделки круглого сечения представлены в п. 3.4.

В настоящее время методы расчета обделок 2 группы продолжают совершенствоваться. В частности, получено решение для оценки напряженное состояние обделок параллельных подземных сооружений произвольного поперечного сечения (П.В. Деев), расчета тоннелей, закрепленных анкерной крепью (Р.Ю. Завьялов), сооружаемых в сейсмических районах (А.С. Саммаль), взаимодействующих с породами в состоянии запредельного деформирования и разрушения (И.В. Баклашев) и др.

Несмотря на достигнутые успехи, область применения методов расчета второй группы весьма ограничена, особенно в случае сложной пространственной геометрии исследуемых объектов [4].

На помощь здесь приходят приближенные численные методы расчёта тоннельной обделки третьей группы. Они основываются на использовании метода конечных элементов, а также в более редких случаях метода граничных элементов.

Сущность метода конечных элементов (МКЭ) заключается в том, что область, занимаемая телом, разбивается на конечное количество подобластей, например, треугольников для плоской модели или тетраэдров для пространственной (рисунок 1.6). Последние носят название конечных элементов (КЭ), а сам процесс разбивки – дискретизацией. Затем внутри каждого элемента разбиения задается приближенная функция в максимально простой форме – обычно это полином, как правило, третьей или четвертой степени. Точность приближе-

ния повышается за счет более мелкого разбиения области. Составляется система линейных алгебраических уравнений. Количество уравнений равно количеству неизвестных значений в узлах, на которых ищется решение исходной системы, прямо пропорционально количеству элементов и ограничивается только возможностями компьютерной техники.

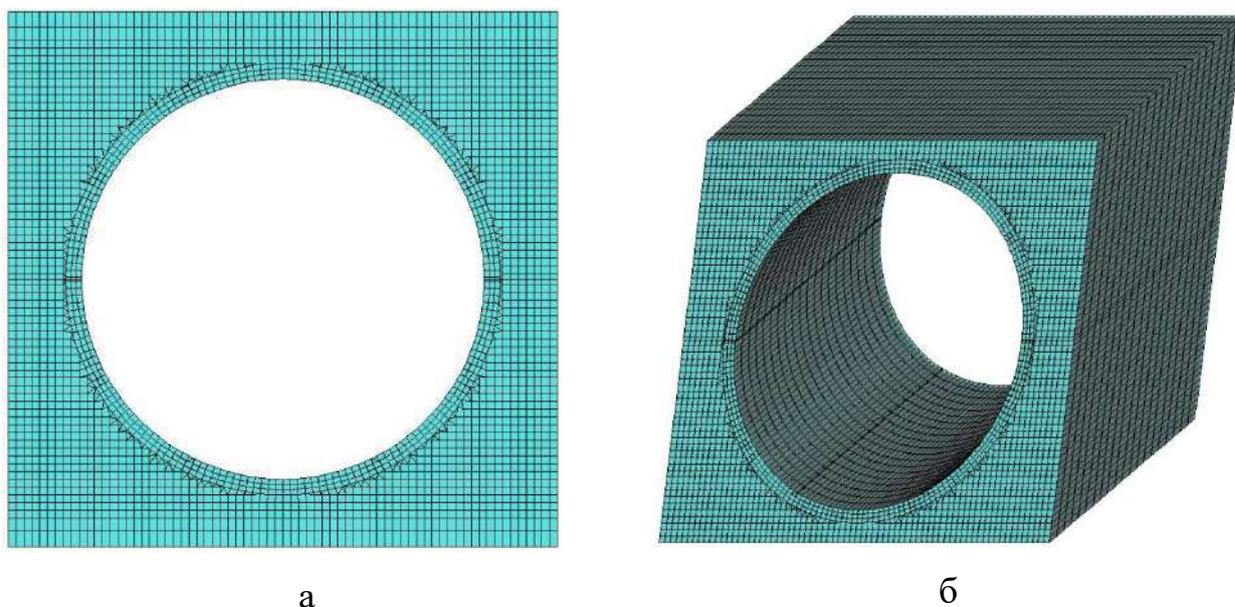


Рисунок 1.6 – Примеры фрагментов конечно-элементных моделей тоннеля круглого сечения:

Возникновение метода конечных элементов связано с решением задач космических исследований в 1950-х годах. Идея МКЭ была разработана в СССР ещё в 1936 году, но из-за неразвитости вычислительной техники метод не получил развития, поэтому впервые был применён на ЭВМ лишь в 1944 году Аргирисом.

Существенный толчок в своём развитии МКЭ получил в 1963 году после того, как было доказано то, что его можно рассматривать, как один из вариантов распространённого в строительной механике метода Рэлея-Ритца, который путём минимизации потенциальной энергии сводит задачу к системе линейных уравнений равновесия. После того, как была установлена связь МКЭ с процедурой минимизации, он стал применяться к задачам, описываемым уравнения-

ми Лапласа или Пуассона. Область применения МКЭ значительно расширилась, когда было установлено (в 1968 году), что уравнения, определяющие элементы в задачах могут быть легко получены с помощью вариантов метода взвешенных невязок, таких как метод Галёркина, или метод наименьших квадратов. Это сыграло важную роль в теоретическом обосновании МКЭ, так как позволило применять его при решении многих типов дифференциальных уравнений. Таким образом, метод конечных элементов превратился в общий метод численного решения дифференциальных уравнений или систем дифференциальных уравнений.

Широкому распространению МКЭ для решения геомеханических задач способствовали труды Б.З. Амусина и Д.К. Фадеева [3]. Сегодня МКЭ применяется для решения самого широкого класса задач при проектировании новых и анализе напряженно-деформированного состояния существующих транспортных тоннелей с помощью современных программных пакетов ANSYS, COSMOS/M, Лира-Windows, SCAD GROUP, STAAD Pro, FEM models, PLAXIS, RobotMillennium, FLAC (ItascaCompany), ABAQUS, ADAPT, CRISP, SOFiSTiK, CivilFEM, LS-DYNA, Z_SOIL и др.

Одним из проблемных аспектов применения метода конечных элементов при оценке напряженно-деформированного состояния тоннелей является адекватное моделирование грунтового массива. Классификация моделей, используемых для этих целей, приведена на рисунке 1.7 [30,35]. В целом, на надежность подземных сооружений, строящихся и эксплуатирующихся в различных горно-геологических условиях, влияют разнообразные факторы, определяемые свойствами и состоянием окружающего грунтового массива по трассе тоннеля. Согласно [31] их можно разделить на две большие группы. К первой из них относятся факторы, определяющие начальное напряженно-деформированное состояние породного массива, изменяющееся в дальнейшем под влиянием горнопроходческих работ с образованием системы «тоннельная обделка – грунтовый массив». Они, таким образом, определяют 1 этап оценки технического состояния тоннеля по ГОСТ Р 57208-2016 «Тоннели и метрополитены. Правила об-

следования и устранения дефектов и повреждений при эксплуатации».

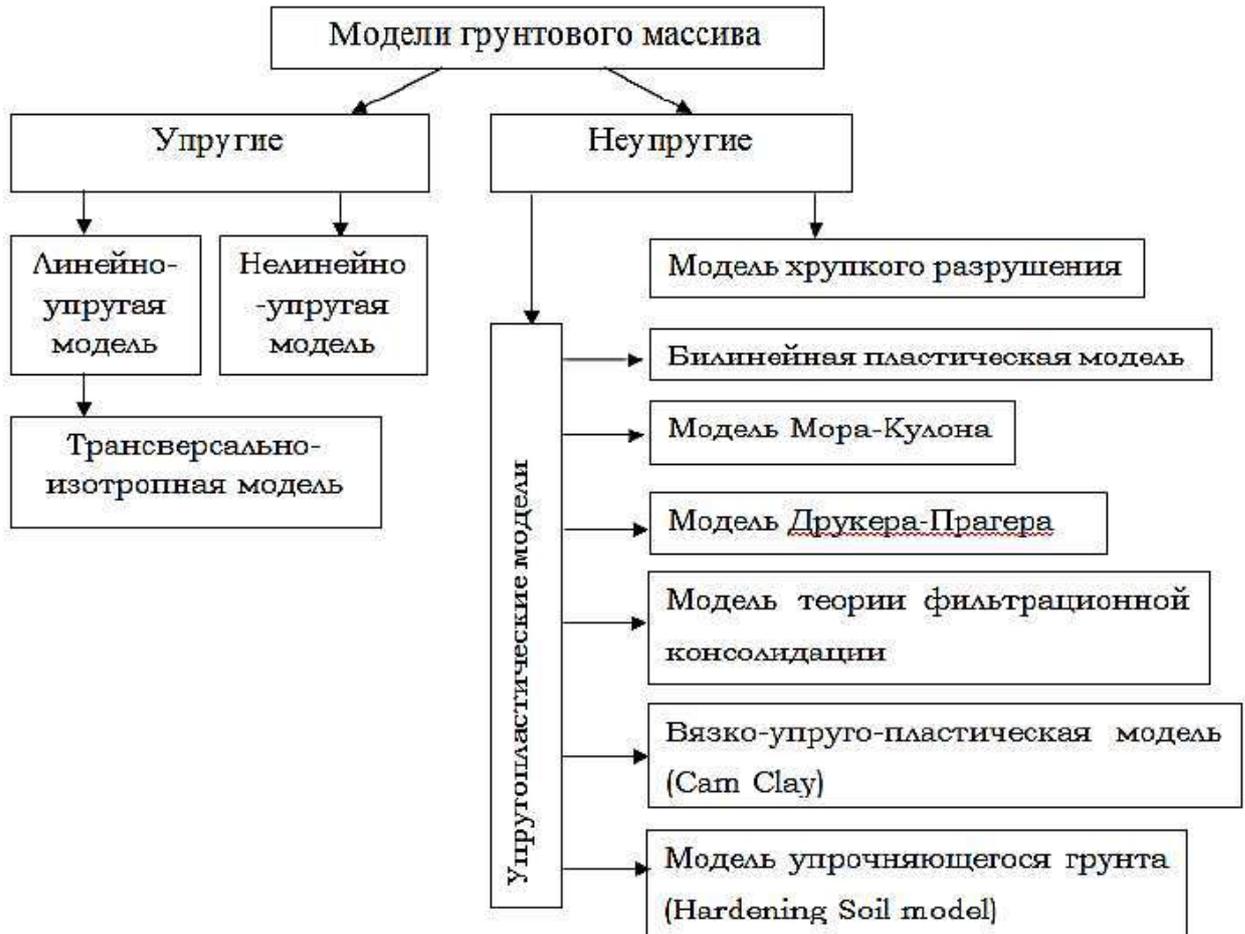


Рисунок 1.7 – Классификация моделей грунтового массива

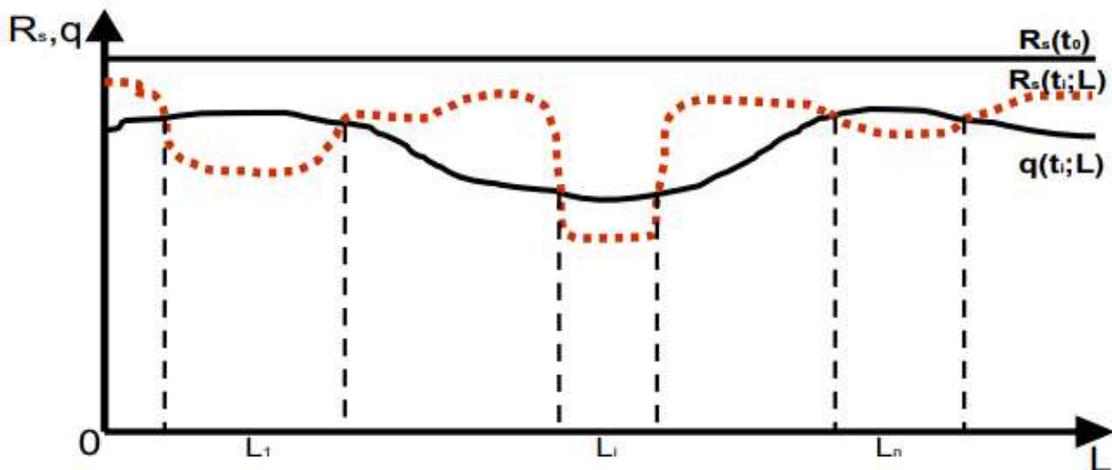


Рисунок 1.8 – Характер изменения во времени несущей способности обделки и нагрузки на нее по длине подземного сооружения

В процессе длительной эксплуатации тоннеля факторы первой группы является определяющими только в условиях, когда горное давление и другие нагрузки и воздействия на тоннельные конструкции практически не изменяются во времени, а прочностные и деформационные параметры самих конструкций остаются стабильно высокими.

При длительной эксплуатации несущая способность обделки под воздействием негативных факторов снижается (кривая $R_s(t_i;L)$ на рисунке 1.8) и на некоторых участках $L_1...L_i...L_n$ может оказаться недостаточной для восприятия внешних силовых воздействий.

При этом, как показывает практика [32], такая ситуация возможна не только на опасных участках тоннеля с максимальной нагрузкой, которые на стадии проектирования можно определить достаточно точно, но также и в других сечениях.

Чаще всего, это происходит на участках с максимальным агрессивным воздействием внешней среды на обделку или техногенным изменением грунтового массива. На таких участках в первую очередь выполняется ремонт подземных сооружений, который по классификации [31] может быть плановым, по состоянию, преждевременным или запоздалым.

При оценке надежности таких конструкций необходимо учитывать тот факт, что подземные сооружения находятся в грунтовом массиве, свойства которого являются функцией не только координат, но и времени. Это приводит к изменению величин нагрузок и воздействий на обделку, как по трассе тоннеля, так и в течение периода его эксплуатации. Неопределенность свойств грунтов и материала обделки является одной из основных причин, влияющей на надежность подземного сооружения при его строительстве и эксплуатации и существенно отличает условия его функционирования от условий работы наземных объектов. Предложенная в [31] структурная модель устойчивого функционирования природно-технической геосистемы «массив – технология – подземное сооружение» не полностью отражает жизненный цикл последнего и приспособлена непосредственно к его строительству. Более полной будет являться мо-

дель, учитывающая, как технологию проходки, включая выемку грунта и возведение постоянной крепи во время строительства, так и способы реализации мероприятий, направленных на обеспечение надежности функционирования подземного сооружения во время эксплуатации, включая правильный выбор стратегии проведения восстановительного ремонта.

Такой моделью, как уже отмечалось, является математическая модель системы «застроенная земная поверхность – техногенно измененный, неоднородный грунтовый массив – многослойная обделка нерегулярного сопротивления» [81–94].

Выводы

1. Ранее большинство испытаний, особенно испытания на одноосное сжатие, проводилось по консолидированно-дренированной схеме. Предполагалось, что порода на местах обнажений или контакте с подземным сооружением испытывает наибольшие напряжения и может отдавать воду в стороны выработки. Возможно, процессы роста горного давления и деформация открытого грунтового массива связаны, в том числе и с консолидацией грунта.

2. Прочностные характеристики имеют достаточно большую вариацию. Следовательно, уточнение на месте строительства физико-механических характеристик полезно для оптимизации производства. Можно рекомендовать проведение испытаний на одноосное сжатие, компрессионных испытаний, стабильностных испытаний, штамповых испытаний для сопоставления результатов.

3. При определении сцепления и угла внутреннего трения через прочность на сжатие выработка стоит без пластических точек. Однако, это не подтверждается практикой. Начинается расслоение глин. Выработка большого диаметра может стоять ограниченное время.

4. Коэффициент Пуассона достаточно просто задается в случае применения упругой модели или модели Кулона-Мора при гравитационном нагруже-

нии. Для такого типа нагружения программа Plaxis должна дать реалистическое значение коэффициента.

5. Влияние ползучести можно не учитывать, в первом приближении, т.к. задача подразумевает быстрое крепление груди забоя и проходку. Задача решается с определенными вариациями, изменениями C , ϕ , E , следовательно, уменьшение характеристик грунта со временем можно оценить понижением сцепления или модуля деформации.

6. Анализ современного состояния теории и подходов к прогнозу геомеханических процессов и оценке технического состояния транспортных тоннелей с большим сроком эксплуатации позволяет сформулировать следующие выводы. В настоящее время в России находятся в эксплуатации тоннели со сверхнормативным сроком службы. В ближайшие 10-15 лет их число возрастет в несколько раз, пропорционально возрастут объемы и сложность работ по поддержанию работоспособного состояния тоннелей, а также их капитальному ремонту и реконструкции.

7. Из существующих в настоящее время методов оценки напряженно-деформированного состояния тоннельной обделки наиболее перспективным является применение численных методов расчета и специализированных программных комплексов, которые необходимо тестировать и настраивать по результатам аналитических исследований.

8. При этом не решенной задачей остается моделирование геомеханической системы «застроенная земная поверхность – техногенно измененный, неоднородный породный массив – многослойная обделка нерегулярного сопротивления» на основе данных комплексного обследования тоннеля.

9. При оценке технического состояния тоннелей возникает необходимость решения ряда научных и технических задач, основной из которых является оценка запаса несущей способности и долговечности тоннельных сооружений.

10. Применительно к тоннелям Санкт-Петербурга с большим сроком эксплуатации разработка обоснованной методики прогноза и оценки геомеханиче-

ского состояния подземных конструкций является актуальной научной и технической задачей, решение которой имеет большое значение для экономики.

Цель и идея работы. Постановка задач исследований

Результаты аналитического обзора позволили сформулировать цель исследований и идею работы.

Целью работы, являлось уточнение геотехнологических закономерностей строительства тоннелей глубокого заложения в протерозойских глинах и снижение вертикальных деформаций подработанного массива для обеспечения технологической безопасности тоннелей в периоды строительства и эксплуатации.

Идея работы, заключается в том, что снижение вертикальных деформаций подработанного массива и обеспечение технологической безопасности тоннелей в периоды строительства и эксплуатации достигаются применением усовершенствованных технологических операций выемки пород в забое, закреплением законтурного массива и использованием передового крепления, а ожидаемые напряженно-деформированные состояния массива оценивают по результатам математического моделирования.

Современное состояние знаний по рассматриваемой проблеме, цель и идея работы обусловили необходимость постановки и решений следующих задач.

1. Изучить горно-геологические и инженерно-строительные условия строительства тоннелей глубокого заложения в Санкт-Петербурге.
2. Обосновать геотехнологические схемы строительства тоннелей глубокого заложения в Санкт-Петербурге и адаптировать математические модели для оценки напряженно-деформированного состояния массива и обделок тоннелей.
3. Спрогнозировать деформации грунтового массива при различных технологиях применения опережающей крепи при строительстве тоннелей.

4. Разработать и апробировать технологию мониторинга деформации грунтов при строительстве коллекторных тоннелей на территориях воссоздания объектов культурного наследия.

5. Адаптировать различные методы повышения устойчивости груди забоя при строительстве тоннелей глубокого заложения в Санкт-Петербурге и провести моделирование процессов образования вывалов породы из груди забоя тоннелей.

ГЛАВА 2. ГЕОТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И СТРОИТЕЛЬСТВА ТОННЕЛЕЙ В ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ САНКТ-ПЕТЕРБУРГА И МАТЕМАТИЧЕСКОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

2.1. Рациональные технологические схемы проходки, средства механизации и конструкции крепления, реализованные на практике

2.1.1. Перегонные тоннели в устойчивых глинах

Круговая обделка диаметром 5,63 м. Проходка тоннеля осуществлялась при помощи механизированного щита КТ-1-5,6 (рисунок 2.1), с возведением обделки из железобетонных, обжатых на породу, блоков. Сборная железобетонная круговая обделка диаметром 5,63 м состоит из восьми нормальных блоков и двух лотковых блоков. Наружный диаметр конструкции 5630 мм, толщина блоков - 150 мм, ширина колец - 1000 мм. Конструкция изготавливается из бетона марки М500. Кольца обделки работают независимо одно от другого и не имеют между собой никаких связей. Перевязка швов в соседних кольцах не делается. В продольных швах колец при монтаже устанавливаются по 2 шпильки.

Разжатие обделки на породу производится съемным гидравлическим домкратом, устанавливаемым в специальной нише лотковых блоков. После разжатия зазор между блоками 5-БЛ-2 фиксируется бетонными клиновыми вкладышами, а после снятия домкрата устанавливается средний вкладыш В-1. Для уменьшения концентрации напряжений и центрирования передачи нормальной силы, стыкуемые поверхности блоков имеют цилиндрическое очертание. Монтаж обделки выполняется дуговым блокоукладчиком комплекса КТ-1-5,6. В кассете блокоукладчика на первом этапе монтируются 8 блоков, затем устанавливаются лотковые блоки и выполняется обжатие на породу. Нагнета-

ние цементно-песчаного раствора за обделку не производится, выполняется контрольное нагнетание цементным раствором.

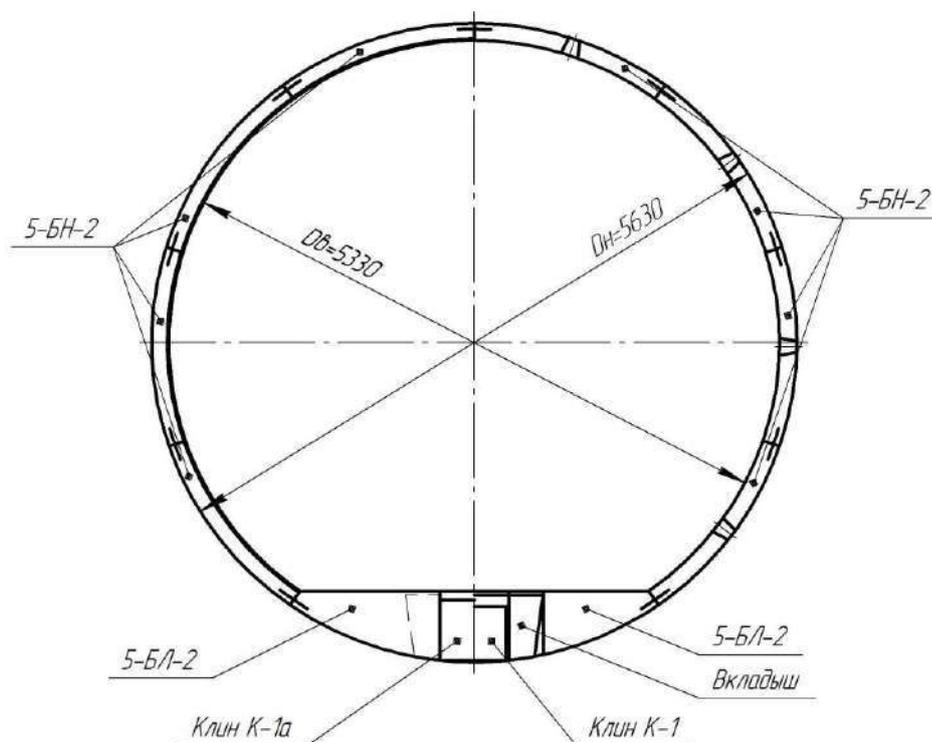


Рисунок 2.1 – Типовое круглое сечение перегонного тоннеля.

Блочная обделка

Швы между блоками зачеканиваются расширяющимся цементом ВРЦ. В соответствии с технологией строительства тоннеля обделка вступает в работу с грунтовым массивом непосредственно за оболочкой щита вследствие ее разжатия гидравлическими домкратами. Средняя скорость проходки тоннеля составляет 8,5 м/сут.

Обделка диаметром 5,5м. Сборная железобетонная круговая обделка 5,5 состоит из четырех нормальных тубингов, четырех смежных и двух замковых тубингов. Общий вид обделки показан на рисунке 2.2. Наружный диаметр конструкции 5815 мм, толщина тубингов - 250 мм, ширина колец - 762 мм. Конструкция изготавливается из бетона класса В45. Кольца обделки работают совместно друг с другом за счет болтовых соединений. Между кольцами осу-

ществляется перевязка швов. Каждый нормальный и смежный тубинги имеют два болтовых отверстия в радиальном направлении (с каждой стороны) и четыре болтовых отверстия в круговом направлении.

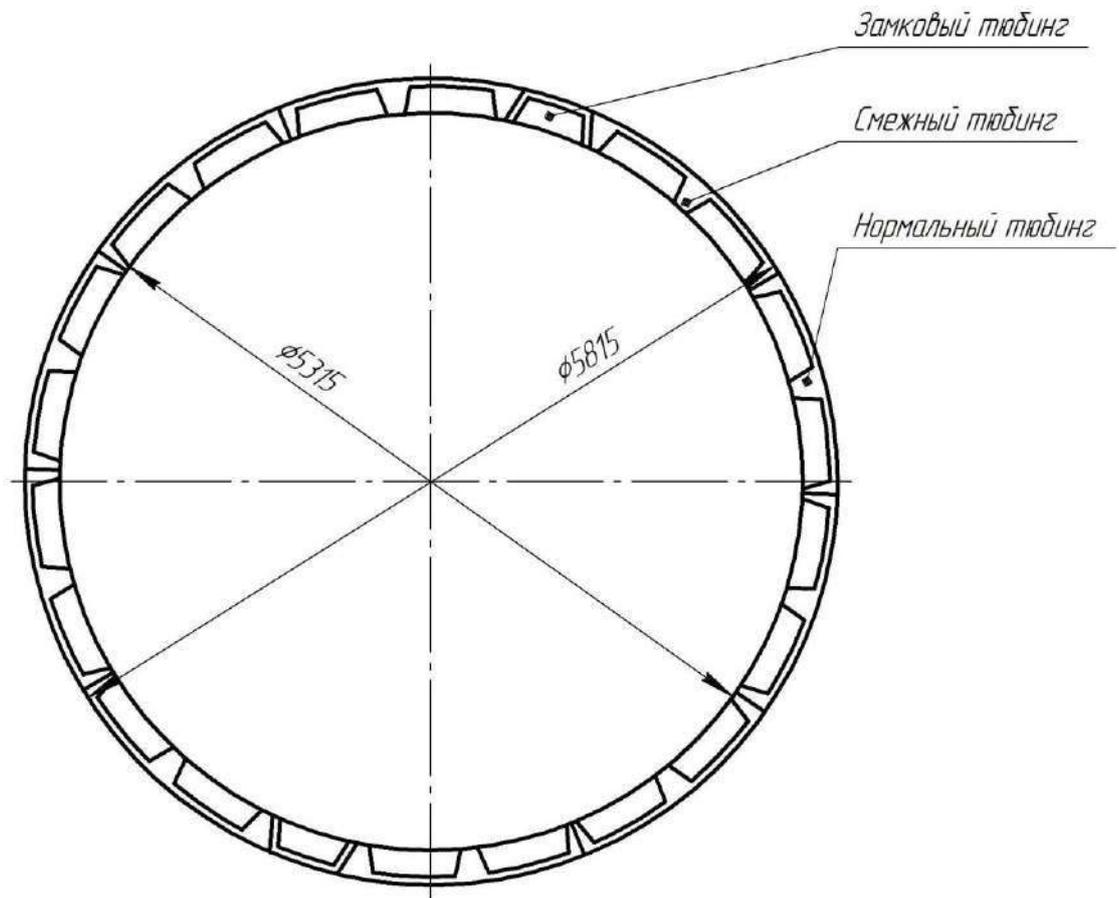


Рисунок 2.2 – Тубинговая обделка диаметром 5,5 м

Монтаж обделки выполняется эректором. За обделку установленного кольца осуществляется первичное нагнетание цементно-песчаного раствора. С отставанием от забоя выполняется контрольное нагнетание цементного раствора. В соответствии с технологией строительства тоннеля обделка начинает вступать в контакт с грунтовым массивом после нагнетания цементно-песчаного раствора и его твердения до прочности, достаточной для восприятия горного давления. При проходке данного тоннеля нагнетание осуществлялось в третье-четвертое от забоя кольцо. Средняя скорость проходки тоннеля

составляет два кольца в сутки или 1,5 м/сут. Контрольное нагнетание выполняется через 38 дней после установки колец.

2.1.2. Перегонные тоннели в четвертичных грунтах

Наибольшие трудности вызывает строительство тоннелей на участках пересечения палеодолин, заполненных слабыми неустойчивыми грунтами от мелкого песка до ила. Примером такой палеодолины является участок «Размыв» между станциями «Лесная» и «Площадь Мужества» Санкт-Петербургского метрополитена. Первоначально перегонные тоннели на участке «Лесная» – «Площадь Мужества» были построены в 1970-х годах. Глубина заложения тоннеля - 65 м, а строительство осуществлялось по технологии предварительного замораживания грунтов на участке длиной 500 м. Несмотря на то, что геология была достаточно хорошо изучена, все ещё оставалась значительная неопределенность, касающаяся ведения проходческих работ щитовым комплексом.

На основе анализа инженерно-геологических условий метод проведения тоннеля щитовым комплексом с гидропригрузом забоя был признан наиболее безопасным методом строительства для данного участка. Проходка тоннеля началась со стороны станции «Лесная» на глубине 70 м, в сторону станции «Площадь Мужества», где щит был развернут, для проведения второго перегонного тоннеля. Только центральная часть тоннелей была пройдена щитовым комплексом, подходы к тоннелям проводились стандартными методами. Щитовой комплекс (диаметр - 7,385 м, длина - 7,395 м), которым было осуществлено строительство, первоначально был спроектирован для проходки железнодорожных тоннелей в Париже, в конструкцию которого были внесены изменения, для возможности обеспечения устойчивости груди забоя при строительстве тоннелей в Санкт-Петербурге. Проходка первого перегонного тоннеля заняла чуть более года (февраль 2002-май 2003). Опыт, полученный при строительстве

первого тоннеля, позволил оптимизировать параметры гидропригруза забоя, и второй перегонный тоннель был пройден всего за 3 месяца.

Высокая ответственность и сложность проекта требовали проведения комплексного анализа за напряженным состоянием обделки. Десять колец блоков обделки были оборудованы струнными датчиками деформаций. Результаты наблюдений показали, что напряжения в кольцах - сжимающие, а их значения ниже предельной прочности материала. Стыки оставались закрытыми, а обделка оставалась водонепроницаемой.

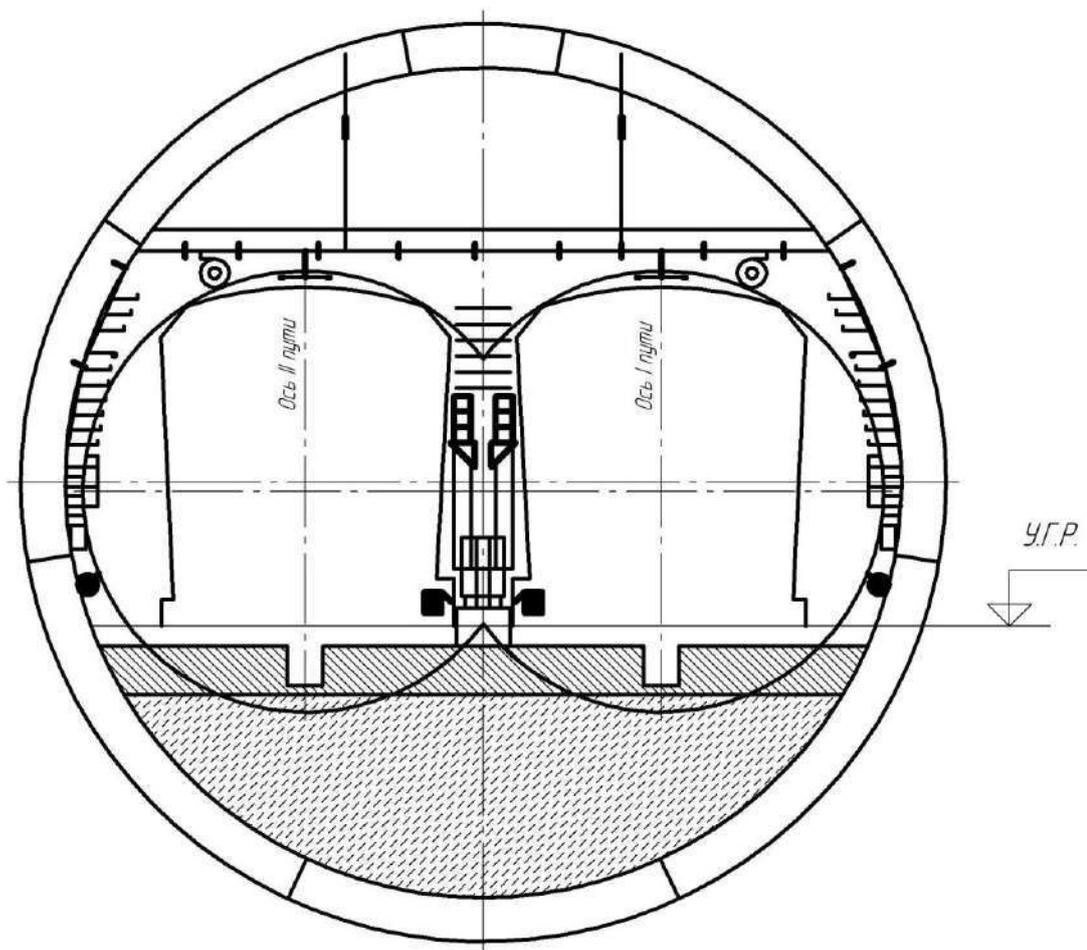


Рисунок 2.3 – Сечение двухпутевого перегонного тоннеля Фрунзенского радиуса Санкт-Петербургского метрополитена

Дополнительно были установлены 18 пьезометров для наблюдения за поровым давлением. Результаты показали, что поровое давление при подходе щит-

та увеличивалось, а затем после ухода щита возвращалось к начальному состоянию. На этапе строительства постоянно проводились натурные наблюдения за оседанием земной поверхности. Преимуществом технологии строительства с применением ТПМК является возможность обеспечения устойчивости забоя в процессе строительства за счет постоянного действия пригруза. При правильном выборе величины пригруза можно добиться максимальной компенсации смещений плоскости забоя внутрь выработки, что позволяет избежать критического оседания земной поверхности и обеспечить малоосадочную технологию строительства.

На рисунке 2.3 приведено сечение двухпутного перегонного тоннеля Фрунзенского радиуса Санкт-Петербургского метрополитена, построенного по такой технологии.

2.1.3. Эскалаторный тоннель

Материалом для обделок эскалаторных тоннелей в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга в большинстве случаев является чугун. Конструктивно комплекс эскалаторных сооружений можно разделить на три составные части: вестибюль, с расположенным под ним машинным помещением, наклонный эскалаторный тоннель и натяжную камеру (рисунок 2.4).

Важнейшим элементом этого комплекса является эскалаторный тоннель, в котором размещаются эскалаторы. Размеры поперечного сечения эскалаторного тоннеля определяются количеством эскалаторов, которое зависит от пассажиропотока и пропускной способности одного эскалатора. Как правило, на отечественных линиях в эскалаторных тоннелях располагают 3 ленты. При значительном пассажирообороте эскалаторные тоннели рекомендуется проектировать с учетом размещения в них 4-х лент эскалатора. Поскольку эскалаторные тоннели в большинстве случаев пересекают слабые водоносные грунты четвертичных отложений наибольшее распространение, как в отечественном, так и в зарубежной практике метростроения получили сборные обделки из чугунных

тубингов. Сборная чугунная обделка при проходке в обводненных грунтах четвертичных отложений позволяет решить одну из наиболее сложных задач – обеспечение ее водонепроницаемости. В практике отечественного метростроя наибольшее распространение получили типовые чугунные обделки наружным диаметром 7,5 м; 8,5 м для трех эскалаторов и 9,5 м для четырех. В отдельных случаях для размещения четырех эскалаторных лент применяют обделки наружным диаметром 11,5 м.

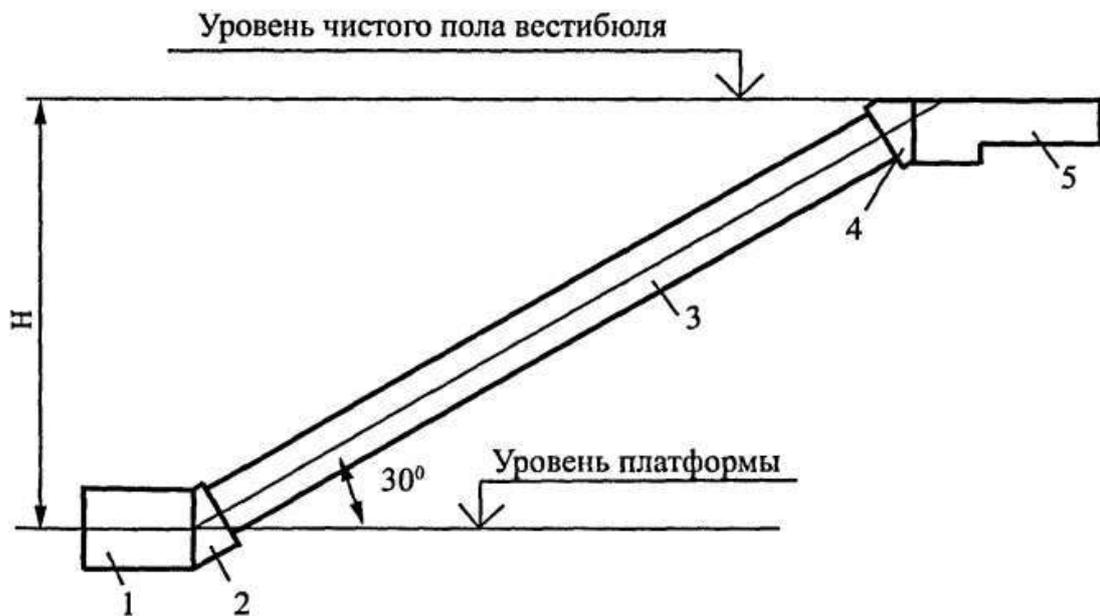


Рисунок 2.4 – Схема эскалаторного комплекса: 1 – натяжная камера; 2 – нижний оголовок эскалаторного тоннеля; 3 – эскалаторный тоннель; 4 – верхний оголовок эскалаторного тоннеля; 5 – машинное помещение

Технология возведения эскалаторного тоннеля с обделкой из чугунных тубингов получила широкое распространение и хорошо отработана. Для обеспечения гидроизоляции и закрепления выработки на период производства работ осуществляется устройство ледопородного ограждения с применением технологии рассольного замораживания. Ледопородное ограждение находится за пределами очертания постоянной крепи и на 2 м заходит в водоупорный грунт.

Разработка грунта, временное крепление груди забоя и кровли забоя выполняются вручную. Среднемесячные темпы сооружения эскалаторных тоннелей составляют 6,9 м/мес, что примерно 2,5 раза ниже аналогичного показателя для станционных тоннелей. Как показывает опыт сооружения эскалаторных тоннелей со сборными железобетонными тубинговыми обделками существенно снизить стоимость эскалаторных тоннелей возможно за счет применения обделки такого типа. Они сохраняют основные положительные конструктивные и производственные качества, присущие чугунным обделкам.

Благодаря рабочим болтовым связям между тубингами в кольце и перевязке продольных стыков в смежных кольцах, обеспечивается достаточная жесткость и устойчивость обделки, как вдоль тоннеля, так и в сечениях, перпендикулярных его продольной оси, в условиях неравномерных осадок и переменных нагрузок на обделку. К недостаткам железобетонных тубинговых обделок эскалаторных тоннелей следует отнести пониженную трещиностойкость и повышенную проницаемость для воды. Спинки тубингов имеют сравнительно небольшую толщину, поэтому трудно обеспечить водонепроницаемость обделки даже в условиях незначительных напоров грунтовых вод. По этим причинам железобетонные обделки при сооружении эскалаторных тоннелей применяют в необводненных или мало обводненных грунтах.

Это искусственное ограждение воспринимает давление окружающего выработку грунта, а также гидростатическое давление грунтовых вод при производстве работ по проходке эскалаторного тоннеля. Детально технология метода предварительного замораживания грунтов при строительстве подземных сооружений изложена в работах [22, 46]. Негативным последствием процесса замораживания и последующего оттаивания пород является изменение их физико-механических свойств, что, в свою очередь, сказывается и на напряженном состоянии окружающего грунтового массива. Особенно существенное негативное влияние искусственного замораживания проявляется в слабых глинистых грунтах четвертичных отложений, преобладающих на строительстве Санкт-Петербургского метрополитена.

2.1.4. Сооружение колонных станций

Конструкция станций колонного типа представляет собой два боковых тоннеля с разомкнутой к оси станции обделкой, опирающейся на два ряда продольных аркад колонно-прогонного комплекса, и среднего свода кругового очертания, опорами которого служат аркады боковых тоннелей. Идея объединения всех станционных тоннелей в единую конструкцию, отличную от трех разобщенных тоннелей пилонной станции была реализована уже в первые годы строительства Ленинградского метрополитена. Конструктивное решение одной из первых станций колонного типа, построенной в Ленинграде - "Технологический институт" - представлено на рисунке 2.5.

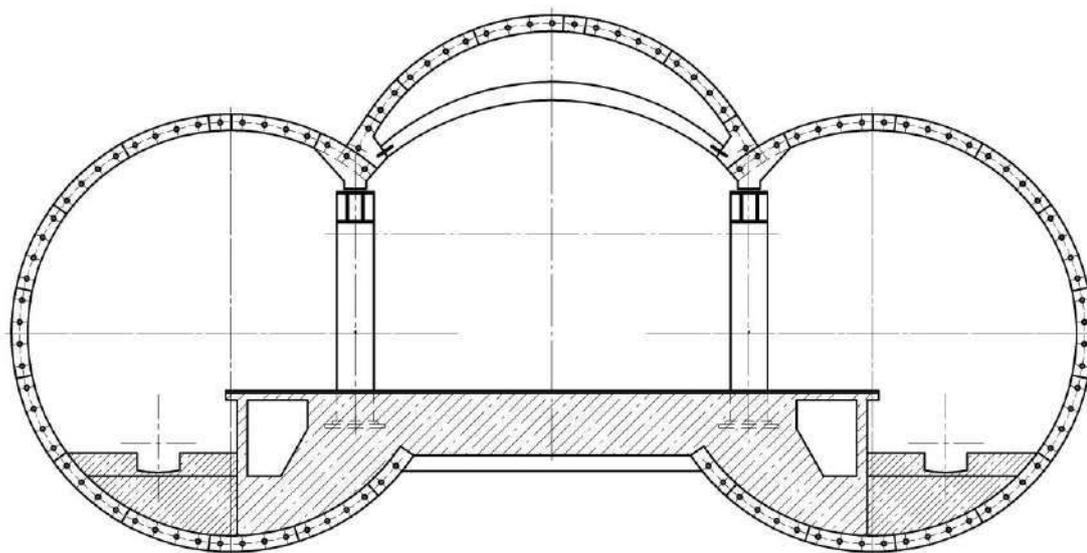


Рисунок 2.5 – Колонная станция «Технологический институт-1»

Оригинальность конструктивной схемы и объемно-планировочного решения, удачное архитектурное оформление принесло конструкции этой станции высшую оценку в 1959 г. на международной выставке в Брюсселе. Обделка боковых тоннелей и среднего зала таких станций состоит из типовых чугунных тюбингов обделок станционных тоннелей наружным диаметром 9,5 м.

Разомкнутые кольца боковых тоннелей и средний свод станции через специальные фасонные тюбинги жестко опираются на два ряда стальных ароч-

ных прогонов двутаврового сечения сварной или клепаной конструкции. Прогонны поддерживаются стальными колоннами двутаврового или коробчатого сечения, составленными из уголков и листовой стали. Опорами колонн служит монолитный железобетонный ростверк. Разомкнутые в нижней части обделки боковых тоннелей замыкаются плоской железобетонной плитой. Для восприятия равнодействующей от распора боковых тоннелей и среднего свода под ним устанавливались криволинейные металлические балки.

Трехсводчатая конструкции этих станций возводились с использованием немеханизированных щитов диаметром 9,5 м с разработкой породы отбойными молотками. При этом для обеспечения точного ведения щита и частичной (через бункера) механизации породопогрузочных работ проходились сквозные или тупиковые опережающие штольни. Многоэтапность ведения горных работ - проходка штолен на временном креплении, разработка сечения тоннеля по частям, разборка временной обделки - приводило к значительным смещениям породного массива в период строительства. Осадки дневной поверхности в условиях Петербурга достигали 400...500 мм. К этому следует добавить, что такой тип колонных станций, несмотря на удачное объемно-планировочное решение, отличался довольно большой металлоемкостью и значительными трудозатратами при строительстве. В связи с этим, в Ленинграде колонные станции со сборной чугунной обделкой сооружались только на первой очереди строительства метрополитена. Из трех колонных станций этой очереди, одна станция – «Кировский завод» - отличалась принципиально новым конструктивным решением. Три тоннеля этой станции одного диаметра 9,5 м были расположены таким образом, чтобы их обделки пересекались между собой. Для образования проемов в обделку станционных тоннелей вмонтированы фасонные тубинги (по аналогии со станциями пилонного типа), образующие спаянные верхние и нижние перемычки, опорами которых служат сборные чугунные колонны. Конструктивная схема станции «Кировский завод» легла в основу современных станций колонного типа с клинчатыми перемычками, получившими в дальнейшем широкое распространение на линиях Московского

метрополитена в сложных инженерно-геологических и гидрогеологических условиях.

Совершенствование же конструктивных решений колонных станций Санкт-Петербургского метрополитена развивалось в направлении снижения их стоимости, металлоемкости и трудозатрат на возведение от чугунных обделок к сборным железобетонным. Стоимость чугунных твингов, остававшиеся значительными величины осадок земной поверхности, вынудили Ленинградских метростроителей и проектировщиков идти по второму пути - пути создания принципиально новых индустриальных конструкций, позволяющих максимально механизировать процесс сооружения станций, использовать наиболее полно лучшие свойства сборного железобетона и в максимальной степени снизить осадки.

Первым шагом в этом направлении явилось создание станций без боковых посадочных платформ, обделки боковых тоннелей и среднего зала которых выполнена из сборного железобетона. Первая такая станция «Парк Победы» введена в эксплуатацию в 1961 году (рисунок 2.6). Конструкция станции имеет значительно меньший, в сравнении с ранее используемыми станциями, общий пролет выработки, что позволяет уменьшить объем разрабатываемой породы примерно в 2 раза.

Использование такой конструкции позволило значительно механизировать разработку породы, т.к. боковые тоннели сооружались механизированными щитами, больше чем на 6 месяцев сократить сроки строительства и снизить его стоимость.

Создание конструкции станции такого типа потребовало разработки системы автоматического управления движением поездов, которая в настоящее время является составной частью комплексной системы автоматического управления движением на базе современных управляющих ЭВМ. В Петербурге построено 10 таких станций, но пока дальнейшего развития они не получили в силу ограниченной пропускной способности до 44 пар поездов в час.

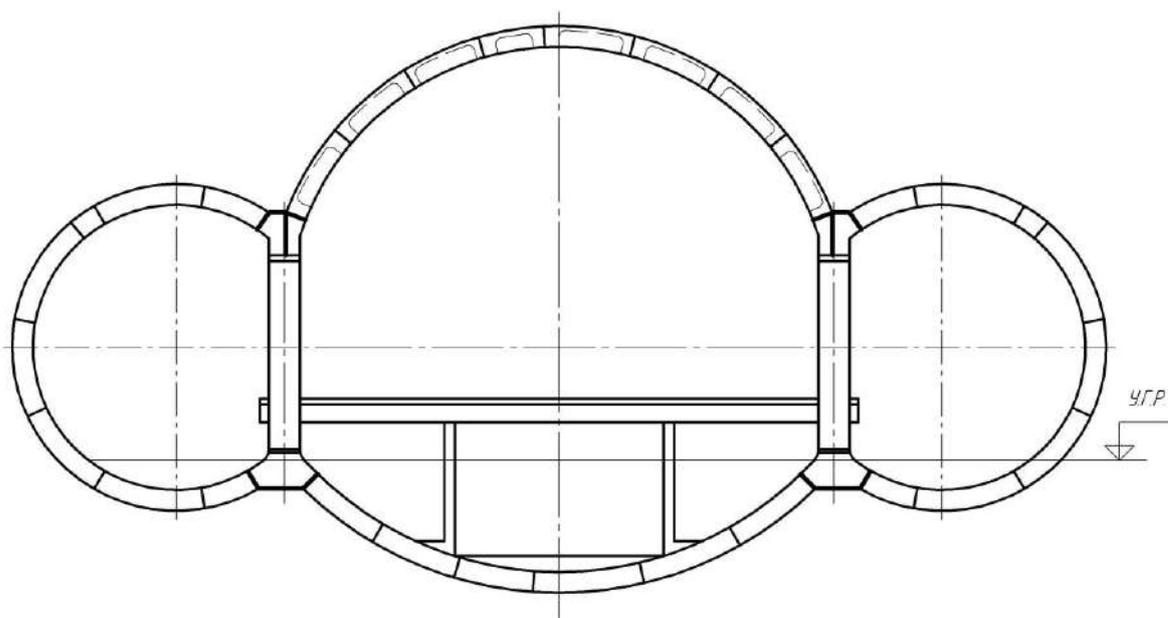


Рисунок 2.6 – Станция без боковых посадочных платформ

Дальнейший поиск конструктивных решений станций глубокого заложения, удовлетворяющих современным требованиям строительства и эксплуатации, привел к созданию в начале 70-х годов принципиально новых типов конструкций колонных станций, коренным образом отличающихся от ранее построенных. В основу конструкций новых колонных станций положен принцип шарнирного опирания железобетонных обделок боковых станционных тоннелей и среднего зала на внутренние колонно-прогонные комплексы (рисунок 2.7). В сочетании с обжатием на породу свода среднего зала, такое решение обеспечивает работу всех элементов конструкции по эффективной статической схеме на сжатие и позволяет применить сборные железобетонные обделки и облегченные металлоконструкции из высокопрочной низколегированной стали. В состав обделки боковых тоннелей, разомкнутых к оси станции входят верхние чугунные опорные элементы и фундаментные блоки из сборного железобетона. Внутри боковых тоннелей расположена аркада из стальных ригелей и колонн коробчатого сечения, которые опираются на сплошной прогон из монолитного железобетона. Передача усилий на колонны осуществляется через металлические цилиндрические шарниры, исключая появление эксцентриситетов. Двух консольный ригель и колонна сварной коробчатой

конструкции изготовлены из высокопрочной низколегированной стали толщиной 75 мм.

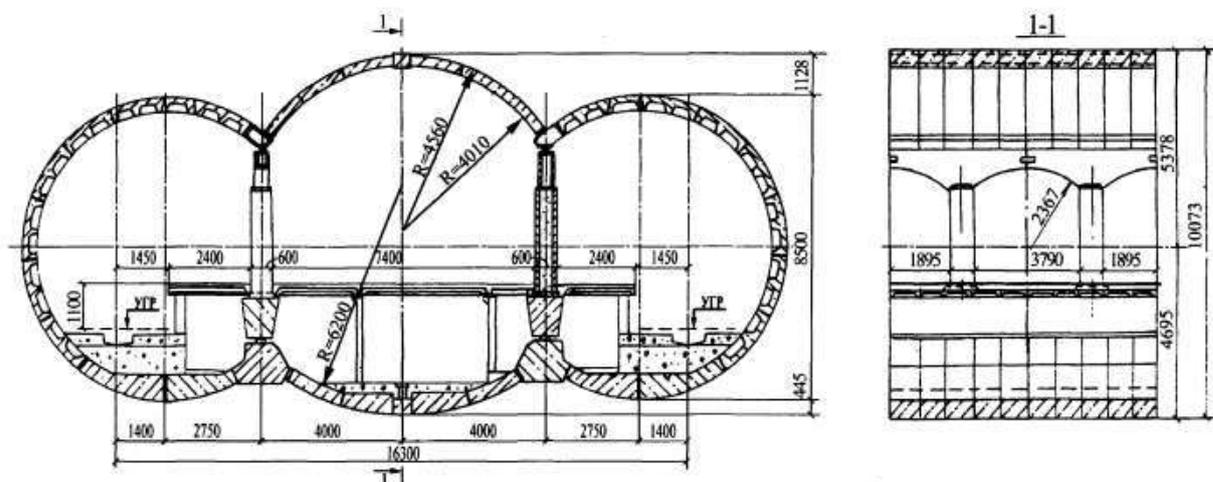


Рисунок 2.7 – Колонная станция с обделкой из сборного железобетона с шарнирным опиранием сводов

Применение высокопрочной стали и шарниров позволило сократить габаритные размеры металлоконструкций, что, в свою очередь, дало возможность разместить их целиком внутри боковых тоннелей диаметром 8,5 м, обеспечив расстояние до края платформ 2,4 м и высоту прохода более 3 м, при шаге колонн 3,79 м. Верхний, обжимаемый на породе свод станции состоит из гладких блоков с плоскими стыками. Для центрированной передачи нормальной силы между блоками установлены упруго-пластичные виниловые прокладки. Многошарнирная схема среднего и обратного свода позволила снизить армирование железобетонных элементов, а регулируемое усилие обжатия сводов на породе дает возможность фиксировать положение колонн в вертикальной плоскости. Строительство трех первых станций колонного типа с обделкой из железобетонных тубингов позволило получить экономический эффект свыше 6 млн руб. (в ценах 1984 г.), сократить расход металла на 24 тыс. т и уменьшить объем разработки грунта более, чем на 20 тыс. м². Ряд конструктивно-технологических мероприятий, примененных в конструктивном решении станции и технологии ее сооружения, оказывают непосредственное влияние на уменьшение осадок земной поверхности.

2.1.5. Строительство станций пилонного типа

Станция пилонного типа (рисунок 2.8) состоит из трех (реже двух) залов - центрального и двух боковых. Залы образованы самостоятельными тоннелями, между которыми устроены проходы. В боковых (путевых) залах устраиваются посадочные платформы, центральный зал является распределительным. Все три зала образуют общую островную платформу. В торец центрального зала, как правило, подводится эскалаторный наклон, что позволяет пассажирам подниматься на поверхность непосредственно с уровня платформы.

Трехсводчатая станция пилонного типа из чугунных тубингов (рисунок 2.8) состоит из трех параллельных тоннелей, расположенных в одном уровне. В пределах платформенного участка крайние тоннели соединяются со средними проходами. В местах проходов тоннели имеют общие опоры в виде пилонов, на которые опираются своды. Для станционных тоннелей этой конструкции применяют обделки кругового очертания, которые состоят из нормальных колец и колец проемной части [29]. Для устройства проходов в круговой обделке тоннелей делают проемы (в боковых тоннелях – с одной стороны, а в среднем – с обеих сторон). Для этого в нормальные кольца среднего и боковых тоннелей монтируют специальные проемные рамы. Сверху и снизу проемы перекрыты клинчатыми перемычками, образуемыми специальными фасонными тубингами, опирающимися на расположенные по бокам проема тубинги. Верхние и нижние проемные перемычки, и боковые тубинги образуют раму проема, а тубинги, входящие в раму, называют рамными. Сверху и снизу к раме примыкают тубинги нормального кольца. Между проемами расположены замкнутые усиленные пилонные кольца, собранные из тубингов, имеющих среднее ребро жесткости.

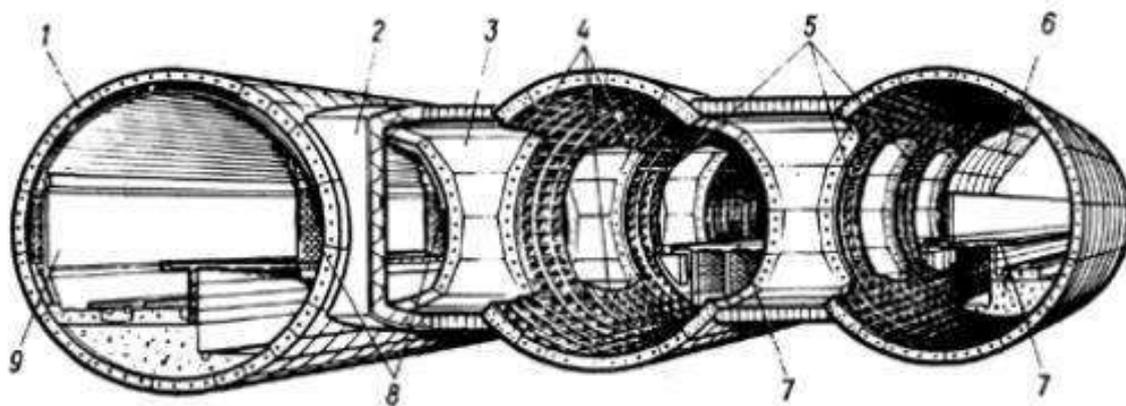


Рисунок 2.8 – Схема пилонной станции с чугунной обделкой:

- 1 – нормальное тьюбинговое кольцо в глухой части станции;
 2 – железобетонная обделка прохода; 3 – проход; 4 – клинчатая перемычка проемной части станции; 5 – пилон; 6 – водоотводящий зонт; 7 – платформа;
 8 – обстройка пилонной части; 9 – путевая стена

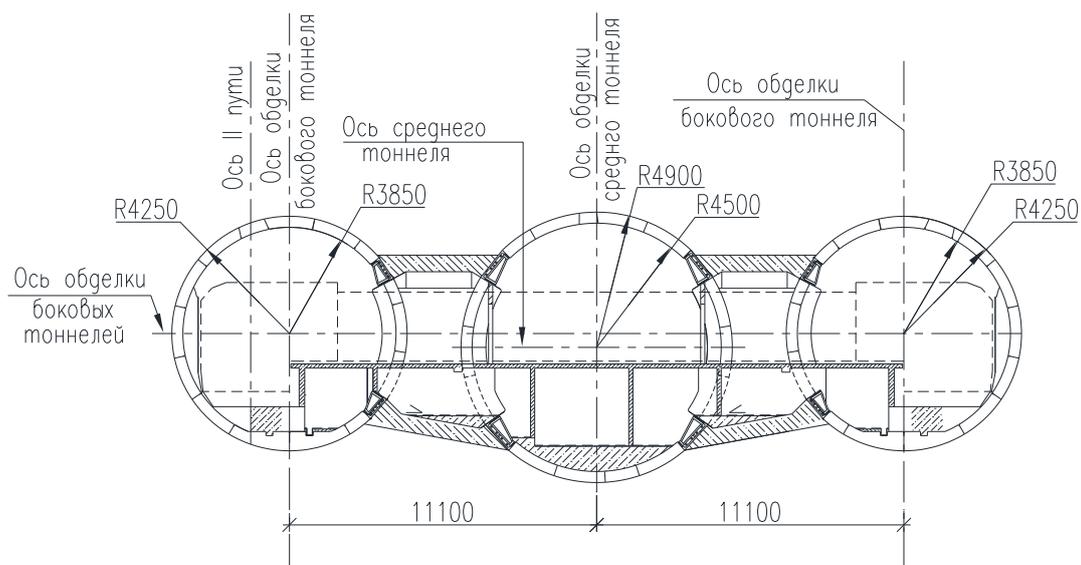


Рисунок 2.9 – Сечение типовой пилонной станции

Соединительные проходы между тоннелями имеют железобетонную замкнутую обделку с теплоизоляцией. Конструкция пилонной станции из сборного железобетона (рисунок 2.9) аналогична конструкции станций из чугунных тьюбингов и состоит из трех параллельных тоннелей с наружным диаметром 8,5 м. Каждое кольцо обделки состоит из железобетонных ребристых блоков коробчатого сечения.

Средний тоннель сообщается с боковыми тоннелями пятью-шестью проходами с каждой стороны шириной по 3 м. Перекрытие верхней и нижней частей проемов в тоннелях выполнено с помощью монолитных железобетонных балок, опирающихся на специальные дополнительные опорные блоки, устанавливаемые в пилонных кольцах. При строительстве станции вначале сооружают боковые и средний тоннели, после чего бетонируют железобетонные балки (перемычки) и раскрывают проемы. Для осуществления проходов между залами, в боковых залах с одной стороны, а в центральном - с обеих сторон, в процессе проходки тоннелей и монтажа обделки, в нормальные тубинговые кольца включают специальные элементы, которые образуют раму проема (рисунок 2.10). Рама проема в тубинговой обделке тоннеля пилонной станции. Верхняя (а иногда и нижняя) часть рамы собрана из специальных фасонных клиновидных тубингов со кошенными кольцевыми бортами. Уложенные в определенном порядке в смежных кольцах, они образуют клинчатые перемычки проема. После раскрытия проемов клинчатые перемычки воспримут нагрузку от разомкнутых колец обделки и передадут ее на усиленные (имеющие дополнительное кольцевое ребро жесткости) боковые тубинги рамы проема. В условиях значительных нагрузок в рамах проема устанавливают, как верхние, так и нижние клинчатые перемычки. В более благоприятных условиях нижние клинчатые перемычки заменяются усиленными тубингами. При расположении рам проемов вплотную друг к другу достигается минимальная ширина пилона - 1,5 м (два кольца станционной обделки).

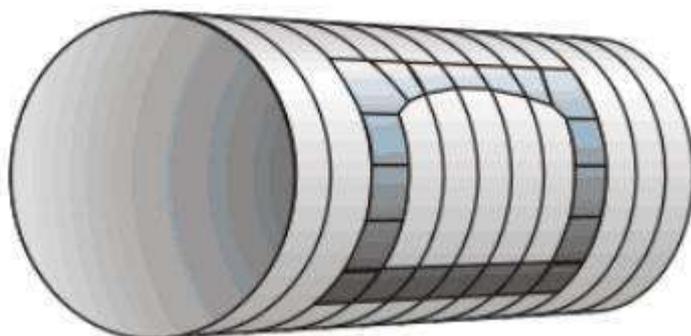


Рисунок 2.10 – Рама проема в тубинговой обделке тоннеля пилонной станции

Проходы между тоннелями имеют замкнутую бетонную или железобетонную обделку. При устройстве проходов грунт между смежными тоннелями заменяется бетоном. При наличии напорных грунтовых вод гидроизоляцию проходов выполняется из металлических листов, сваренных между собой и заанкеренных в бетоне обделки прохода. Боковые тоннели имеют диаметр 8,5 м (на части станций - 9,5 м) а центральный зал - 9,5 м (на некоторых станциях - 8,5 м).

Расстояние между обделками смежных тоннелей пилонных станций на уровне горизонтального диаметра в зависимости от геологических условий принимают от 0,65 до 3,0 метров. Ширина пилонов (расстояние между соседними проемами по длине станции) принимается кратной ширине колец (1,5; 3,0 м и т.д.) и определяется необходимым количеством проходов между средним и боковым тоннелями, а также, инженерно-геологическими условиями строительства. Ширина проемов установлена равной 3,0 и 3,75 м. Грунтовый целик между смежными тоннелями при узких, до 1,5 м, пилонах заменяют при устройстве проходов бетоном. При широких пилонах и в крепких скальных грунтах целик не удаляют, а лишь на 0,5 м со стороны проемов заменяют железобетоном. Обделки пилонных станций из сборного железобетона собирают из ребристых блоков (бетон класса В35, марка по водонепроницаемости не ниже W4). Продольные ригели ставят или бетонируют на месте в замкнутых тоннельных обделках. Для этого в надпроемных и надпилонных блоках с внутренней стороны предусматривают срезы в бортах, обеспечивающих опирание ригелей непосредственно на торцовую часть блоков, которые окаймляют проемы. При монтаже предварительно изготовленных ригелей зазоры под ними тщательно уплотняют цементно-песчаным раствором класса В45 или фибробетоном той же прочности. При удалении временных блоков заполнения грунтовые целики в пилонах заменяют бетоном класса В25.

Конструкция пилонной станции допускает независимую проходку параллельных тоннелей с последующим соединением их поперечными проходами.

Круговое очертание тоннелей, образующих станционное сооружение, и относительно небольшой пролет выработок обеспечивает однотипность работ и безопасность их проведения. Способы сооружения пилонных станций отличаются большим разнообразием соответственно вариантам конструктивного исполнения станций. Отличаются они главным образом очередностью, с которой возводят пилоны с проходами и станционные тоннели. В соответствии с этим характерным признаком можно выделить три основные технологические схемы возведения станций пилонного типа.

2.2. Методика и алгоритм расчета крепи тоннелей численным методом (МКЭ)

Суть метода следует из его названия. Область, в которой ищется решение дифференциальных уравнений, разбивается на конечное количество подобластей (элементов). В каждом из элементов произвольно выбирается вид аппроксимирующей функции. В простейшем случае это полином первой степени. Вне своего элемента аппроксимирующая функция равна нулю. Значения функций на границах элементов (в узлах) являются решением задачи и заранее неизвестны. Коэффициенты аппроксимирующих функций обычно ищутся из условия равенства значения соседних функций на границах между элементами (в узлах). Затем эти коэффициенты выражаются через значения функций в узлах элементов. Составляется система линейных алгебраических уравнений. Количество уравнений равно количеству неизвестных значений в узлах, на которых ищется решение исходной системы, прямо пропорционально количеству элементов и ограничивается только возможностями ЭВМ. Так как каждый из элементов связан с ограниченным количеством соседних, система линейных алгебраических уравнений имеет разреженный вид, что существенно упрощает её решение.

Если говорить в матричных терминах, то собираются так называемые матрицы жёсткости (или матрица Дирихле) и масс. Далее на эти матрицы накладываются граничные условия (например, при условиях Неймана в матри-

цах не меняется ничего, а при условиях Дирихле из матриц вычёркиваются строки и столбцы, соответствующие граничным узлам, так как в силу краевых условий значение соответствующих компонент решения известно). Затем собирается система линейных уравнений и решается одним из известных методов.

С точки зрения вычислительной математики, идея метода конечных элементов заключается в том, что минимизация функционала вариационной задачи осуществляется на совокупности функций, каждая из которых определена на своей подобласти, для численного анализа системы позволяет рассматривать его как одну из конкретных ветвей диакоптики — общего метода исследования систем путём их расчленения. Пусть в одномерном пространстве $P1$ необходимо решить следующее одномерное дифференциальное уравнение для нахождения функции u на промежутке от 0 до 1. На границах области значение функции u равно 0:

$$P1 : \left\{ \begin{array}{l} u''(x) = f(x) \text{ in } (0,1); \\ u(0) = u(1) = 0, \end{array} \right\} \quad (2.1)$$

f известная функция, u неизвестная функция от x , u'' вторая производная от u по x .

Решение поставленной задачи методом конечных элементов разобьём на 2 этапа:

1. Переформулируем граничную задачу в так называемую слабую (вариационную) форму. На этом этапе вычислений почти не требуется.

2. На втором этапе разобьём слабую форму на конечные отрезки-элементы.

После этого возникает проблема нахождения системы линейных алгебраических уравнений, решение которой аппроксимирует искомую функцию.

Если u есть решение, то для любой гладкой функции v , которая удовлетворяет граничным условиям $v = 0$ в точках $x = 0$ и $x = 1$, можно записать следующее выражение:

$$\int_0^1 f(x)v(x)dx = \int_0^1 u''(x)v(x)dx. \quad (2.2)$$

С помощью интегрирования по частям преобразуем выражение (2.2) к следующей форме:

$$\begin{aligned} \int_0^1 f(x)v(x)dx &= \int_0^1 u''(x)v(x)dx = u'(x)v(x)\Big|_0^1 - \int_0^1 u'(x)v'(x)dx = \\ &= -\int_0^1 u'(x)v'(x)dx = -\phi(u,v). \end{aligned} \quad (2.3)$$

Оно получено с учётом того, что $v(0) = v(1) = 0$

Разобьём область, в которой ищется решение $u \in H_0^1$ на конечные промежутки, и получим новое пространство $u \in V$ такое, что

$$\forall v \in H_0^1, \quad -\phi(u,v) = \int_0^1 f(x)v(x)dx, \quad (2.4)$$

где V - кусочная область пространства H_0^1 .

Есть много способов для выбора базиса V . Выберем в качестве базисных функций такие v_k , чтобы они представлялись прямыми линиями (полиномами первой степени):

$$v_k(x) = \left\{ \begin{array}{l} \frac{x - x_{k-1}}{x_k - x_{k-1}}, \quad x \in [x_{k-1}, x_k], \\ \frac{x_{k+1} - x}{x_{k+1} - x_k}, \quad x \in [x_k, x_{k+1}], \\ 0, \quad x \notin [x_{k-1}, x_{k+1}]. \end{array} \right. \quad (2.5)$$

Для $k = 1, \dots, n-1$. Если теперь искомого приближённое решение представить в виде:

$$u(x) = \sum_{k=1}^{n-1} u_k v_k(x),$$

а функцию $f(x)$ аппроксимировать как

$$f(x) = \sum_{k=0}^n f_k v_k(x),$$

то с помощью выражения (2.4) можно получить следующую систему уравнений относительно искомых u_k :

$$-\sum_{k=1}^{n-1} u_k \phi(v_k, v_j) = \sum_{k=0}^n f_k \int v_k v_j dx, \quad (2.6)$$

где $j = 1, \dots, n$.

$$-\sum_{k=1}^{n-1} u_k \phi(v_k, v_j) = \sum_{k=0}^n f_k \int v_k v_j dx \quad (2.7)$$

где $j = 1, \dots, n$.

2.3. Описание процедуры расчета напряжено-деформированного состояния горных пород программе Plaxis

Программа Plaxis специализирована для решения геотехнических задач. Интерфейс программы удобен для задания геометрических параметров модели различной сложности. Присутствует удобный инструмент задания элементов оболочечных форм. Встроенный алгоритм разбиения модели на сетку конечных элементов обладает достаточной гибкостью и позволяет варьировать крупность конечных элементов для подбора оптимального сочетания скорости и точности решения.

Для моделирования крепи тоннеля использовались оболочечные, линейно-упругие элементы с деформационными характеристиками: E_A ; E_I (продольная и изгибная жесткость) .

Анкерная крепь – линейно-упругие элементами с деформационными характеристиками: E_A , E_I .

Грунтовый массив моделировался объемными элементами Мора-Кулона, которые характеризовались следующими физико-механическими параметрами: угол внутреннего трения φ ; коэффициент сцепления C ; модуль деформации E ;

плотность горных пород γ ; коэффициент Пуассона ν ; ограничение области растягивающих напряжений R .

Упругое поведение среды можно представить в виде обобщенного закона Гука, который характеризует механическое поведение изотропного упругого материала.

$$\begin{pmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1-\nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1-\nu \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{xy} \\ \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} \end{pmatrix} \times \frac{E}{(1+\nu)(1+\nu)}, \quad (2.8)$$

где $\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}, \sigma_{xy}, \sigma_{yz}, \sigma_{zx}$ – компоненты нормальных напряжений;

$\varepsilon_{xx}, \varepsilon_{yy}, \varepsilon_{zz}, \varepsilon_{xy}, \varepsilon_{yz}, \varepsilon_{zx}$ – компоненты относительных деформаций;

E – модуль упругости;

ν – коэффициент Пуассона.

Статическое равновесие континуума выражено в виде:

$$\mathbf{L}^T \boldsymbol{\sigma} + \mathbf{b} = 0. \quad (2.9)$$

Это уравнение выражает зависимость пространственных производных шести компонент напряжений, представленных вектором \mathbf{b} , от трех компонент объемных сил. Матрица \mathbf{L}^T является результатом транспонирования дифференциального оператора и определяется следующим образом:

$$\mathbf{L}^T = \begin{vmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial z} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{vmatrix}. \quad (2.10)$$

Базовая кинетическая зависимость имеет вид:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{L}^T \mathbf{u}, \quad (2.11)$$

где \mathbf{u} – скорости перемещения точек массива.

Поле начальных напряжений грунтового массива для трехмерной задачи состоит из вертикальных напряжений σ_z и боковых напряжений σ_x и σ_y , по формуле:

$$\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z K_0, \quad (2.12)$$

где K_0 – эмпирический коэффициент (коэффициент бокового давления).

Данное условие справедливо принимать для нашего расчета, т.к. в расчете принято горизонтальное напластование грунтов. В других случаях производится процедура гравитационного нагружения.

Для связи перемещений точек конечных элементов с полем перемещения конечных элементов по длине, применяются функции формы. Рассмотрим трехузловой линейный конечный элемент:

$$N_1^{(e)} = 0,5\xi(1 - \xi), \quad N_2^{(e)} = 0,5\xi(1 + \xi), \quad N_3^{(e)} = 1 - \xi^2.$$

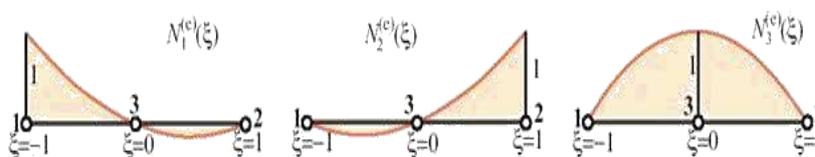


Рисунок 2.11 – Функции формы для трехузлового конечного элемента

Так как расчет ведется с учетом пластических свойств грунта, уравнения становятся нелинейными, и задача должна решаться путём проведения пошаговых расчетов. Выбор длины шага нагружения и алгоритм решения предлагается программой Plaxis по умолчанию.

При отключении кластеров (выемке части грунтового массива) происходит нарушение исходного равновесного состояния, которое представлено сбалансированными внешними силами и внутренними напряжениями.

Внешние силы в данном случае представлены силами гравитации, распределенными по объему. Разница между внешними и внутренними силами – это отклонение от равновесного состояния. Осуществляется ряд шагов расчета, на каждом из которых отклонение от равновесного состояния уменьшается.

На каждом из шагов производится итерационный расчет.

По опыту расчетов шаг расчета зависит от размера конечных элементов. При расчете программа должна определить направления роста пластических областей.

При крупных элементах сети конечных элементов, плоскости скольжения более размыты, но решение для них находится быстрее.

Чем меньше элементы, тем больше нужна итерация для определения направления роста поверхностей скольжения (пластических точек). В результате изменения напряженно – деформированного состояния для нелинейных моделей производится корректировка матрицы жесткости с применением итерационных процедур.

Алгоритм расчета напряженно-деформированного состояния грунта реализуют на основе матрицы упругой жесткости.

Практически для всех моделей грунтов пластические точки представляют бесконечные поверхности течения. То есть грунт на этих поверхностях может бесконечно деформироваться без прироста напряжений.

При моделировании выработок, чем прочнее грунт, тем более выражены его хрупкие свойства. В протерозойских глинах, которые являются полускальными грунтами, определенные деформации в пластических областях приведут к возникновению и развитию трещин.

В этом и заключается ограниченность применения идеально пластической модели Кулона-Мора для моделирования хрупких грунтов. Если рассмотреть теорию сводобразования Протодяконова, то она предусматривает, наоборот, хрупкое поведение материала.

Граница между этими двумя методами проходит при достижении определенного значения относительных деформаций, после которых начинается хрупкое разрушение

В связи с этим, желательно применять специализированные модели поведения для точного изучения на математических моделях грунтовых массивов, сложенных хрупкими грунтами.

Классическое условие пластичности для сыпучих сред (закон трения Кулона) можно записать в виде уравнения: $f = [\tau] - c - \sigma_n \operatorname{tg}(\varphi)$.

Для трех компонент тензора напряжений поверхность разрушения можно представить в виде открытой шатровой поверхности.

Грунт будет работать линейно только внутри купола. За пределами купола грунт течет. В данных условиях купол построен для грунта, у которого $C=0$.

Применение ограничения областей растяжения обусловлено большой хрупкостью глин на растяжение. При достижении предельных значений грунт не течет, а разрывается при малых деформациях.

Получаем картину, которую нельзя смоделировать упругопластическими моделями. Ограничение области чистого растяжения рационально и идет в запас прочности.

2.4. Исследование деформационных и прочностных характеристик горных пород (грунтов) для моделирования геотехнологических решений

В процессе изысканий выполнена серия испытания для определения сцепления, угла внутреннего трения и модуля деформации. Глубина отбора образцов изменялась от 60 до 73 м. Количество образцов, в которых было измерено внутреннее сцепление и угол внутреннего трения – 38 шт. Количество образцов, для которых был определен модуль деформации – 41 шт. исследования проводились в соответствии с ГОСТ 20522-2012 [12].

Алгоритм обработки данных заключался в следующем.

Нормативное значение X_n всех физических и механических характеристик грунтов принимают равным среднеарифметическому значению \bar{X} и вычисляют по формуле:

$$X_n = \bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i, \quad (2.13)$$

где n – количество опытов по определению той, или иной характеристики;

X_i – частные значения характеристики, получаемые по результатам отдельных опытов.

Статистическая проверка для исключения возможных ошибок, оставшихся после анализа опытных данных, осуществлялась в соответствии с условием:

$$|X_n - X_i| > \nu S, \quad (2.14)$$

где ν – статистический критерий, принимаемый в зависимости от числа определений характеристики n ;

S – среднеквадратическое отклонение характеристики, вычисляемое по формуле:

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_i^n (X_n - X_i)^2}. \quad (2.15)$$

Если какое-либо значение характеристики исключено, следует для оставшихся опытных данных заново вычислить X_n и S и выполнить повторную проверку по формуле (2.14).

Затем вычисляют коэффициент вариации V характеристики X_i и показатель точности (погрешности) ее среднего значения ρ_α по формулам:

$$V = \frac{S}{X_n}; \quad (2.16)$$

$$\rho_\alpha = \frac{t_\alpha V}{\sqrt{n}}, \quad (2.17)$$

где t_α – коэффициент, принимаемый в зависимости от заданной односторонней доверительной вероятности α и числа степеней свободы $K = n - 1$.

Вычисляют коэффициент надежности γ_g по формуле:

$$\gamma_g = \frac{1}{1 - \rho_\alpha}. \quad (2.18)$$

Вычисляют расчетное значение X характеристики грунта по формуле:

$$X = \frac{X_n}{\gamma_g}. \quad (2.19)$$

Предельное напряжение сжатия определяли по формуле:

$$\sigma_{сж} = \frac{2C \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}. \quad (2.20)$$

Результаты исследования деформационных и прочностных характеристик горных пород (грунтов) представлены в таблице 2.1.

Результаты определения значения сцепления и угла внутреннего трения с доверительной вероятностью 0,95 приведены в таблице 2.2.

Установлено, что при расчете с доверительной вероятностью 0,95 величина сцепления достаточно высокая и в среднем составляет 0,361 МПа. Но в целом экспериментальные данные характеризуется значительной неоднородностью. При этом 12 из 38 образцов имеют сцепление меньше 0,16 МПа.

Массив кембрийских глин имеет большой разброс по прочностным характеристикам.

Однако многие исследователи принимали сцепление кембрийских в интервале 0,1– 0,2МПа.

Распределение модуля деформации так же близко к нормальному закону распределения.

Таблица 2.1 – Результаты исследований деформационных и прочностных характеристик горных пород (грунтов)

№	Глубина отбора пробы, м	Влажность, W %	E, МПа	φ, град.	Время, мин.	C, МПа	σ _{сж} , МПа
1	61,1	12,35	150	5	13	15,79	34,59
2	70,3	14,75	133	22	26	5,36	16,02
3	70,1	13,6	268	22	19	8,53	25,44
4	64,1	15,1	260	12	55	9,42	23,65
5	65,4	13,5	120	24	51	0,32	0,99
6	70,1	14,5	200	38	31	–	–
7	61,7	13,8	320	25	23	0,64	2,04
8	61,4	10,6	303	48	10	0,12	0,61
9	68,4	12,5	195	28	16	0,69	2,30
10	69,2	14,65	240	34	53	0,27	1,03
11	60,3	13	150	39	12	0,08	0,34

№	Глубина отбора пробы, м	Влажность, W %	E, МПа	φ, град.	Время, мин.	C, МПа	σ _{сж} , МПа
12	64,2	12,8	140	37	57	0,42	1,71
13	61,1	12,4	410	31	28	0,82	2,91
14	68,1	10,75	290	46	33	–	–
15	65,1	10,35	220	44	33	0,34	1,60
16	62,2	13,22	200	20	47	0,58	1,67
17	66	8,5	350	37	16	0,12	5,04
18	68,1	13,7	980	18	47	0,63	1,77
19	67,3	14,5	133	13	48	0,77	1,96
20	70,1	14,6	420	27	49	0,08	0,27
21	67,5	13,5	182	44	0	–	–
22	69,1	11,75	205	18	40	1,17	3,27
23	62,6	11,8	215	39	16	0,31	1,32
24	64,6	16,1	400	25	38	0,15	0,48
25	62,1	9,67	112	22	54	1,17	3,52
26	70,6	13,6	130	19	30	0,73	2,07
27	68,6	12,12	116	34	45	–	–
28	67,8	13,6	103	34	35	0,03	0,11
29	62,1	12,7	70	24	1	0,10	0,32
30	63,1	11,2	233	38	15	0,22	0,91
31	63,1	12,3	300	41	49	0,27	1,20
32	62,1	12,5	123	19	29	0,53	1,50
33	66,2	12,65	232	–	–	0,87	1,73
34	63,5	12,8	166	27	49	1,86	0,62
35	66,1	11,7	111	40	28	–	–
36	70,2	13,0	187	30	–	0,50	1,73
37	69,4	13,04	144	41	28	0,13	0,58
38	69,1	11,68	117	12	27	0,67	1,68

Расчетные характеристики величин с односторонней доверительной вероятностью 0,95 составляют для оценок математического ожидания сцепления 0,361 МПа, а для угла внутреннего трения 26,81 град.

Гистограммы распределения деформационных и прочностных характеристик горных пород (грунтов) представлены на рисунках 2.12 – 2.14.

Таблица 2.2 – Результаты определения значения сцепления и угла внутреннего трения с доверительной вероятностью 0,95

Физический параметр	Среднее арифметическое значение X_n	Средне-квадратическое отклонение S	Коэффициент вариации V	Коэффициент надёжности по грунту γ_g	Расчётное значение X
С, МПа	4,72	0,41	0,10	1,309	3,61
tg (φ)	0,580	0,272	0,50	1,147	0,51
φ , град	28,85	0,45	0,60	1,200	26,81
Е, МПа	170,9	99,2	0,58	1,340	150,60

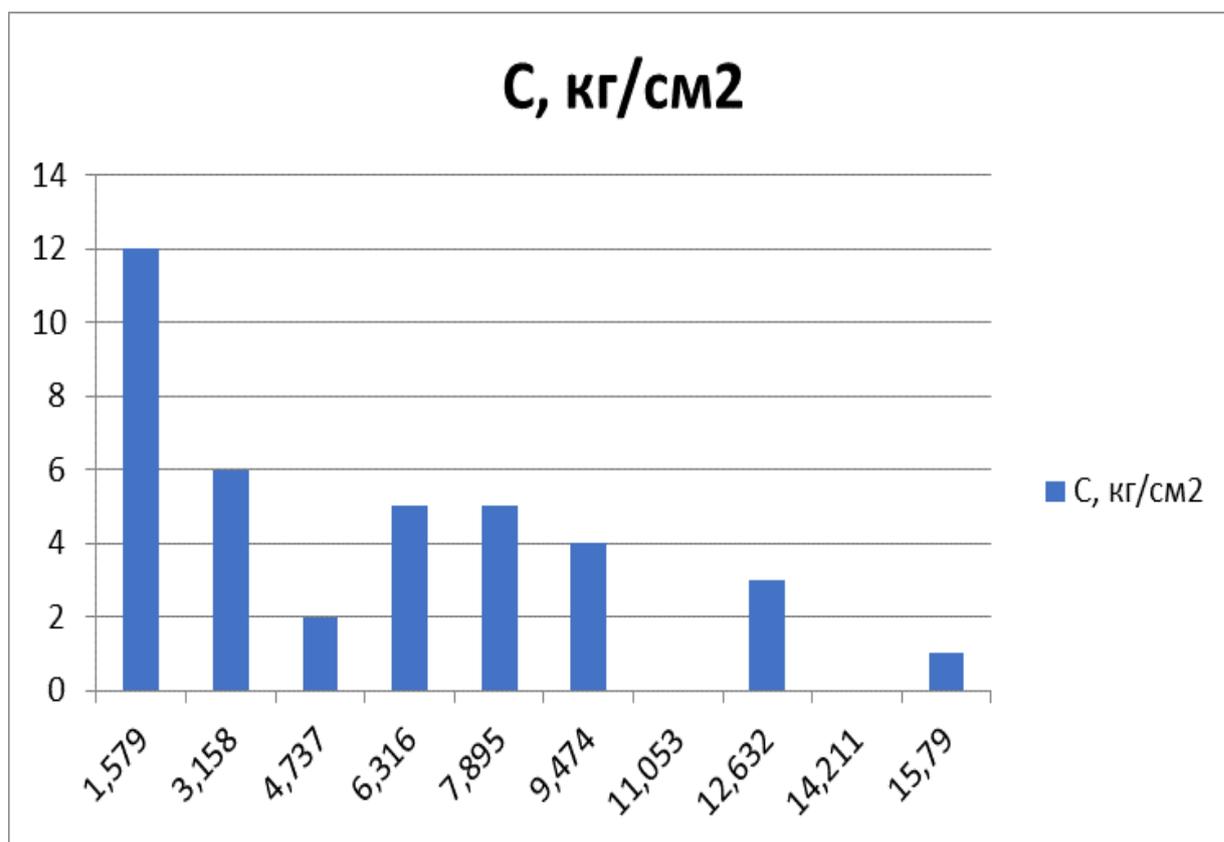


Рисунок 2.12 – Гистограмма распределения сцепления исследованных грунтов

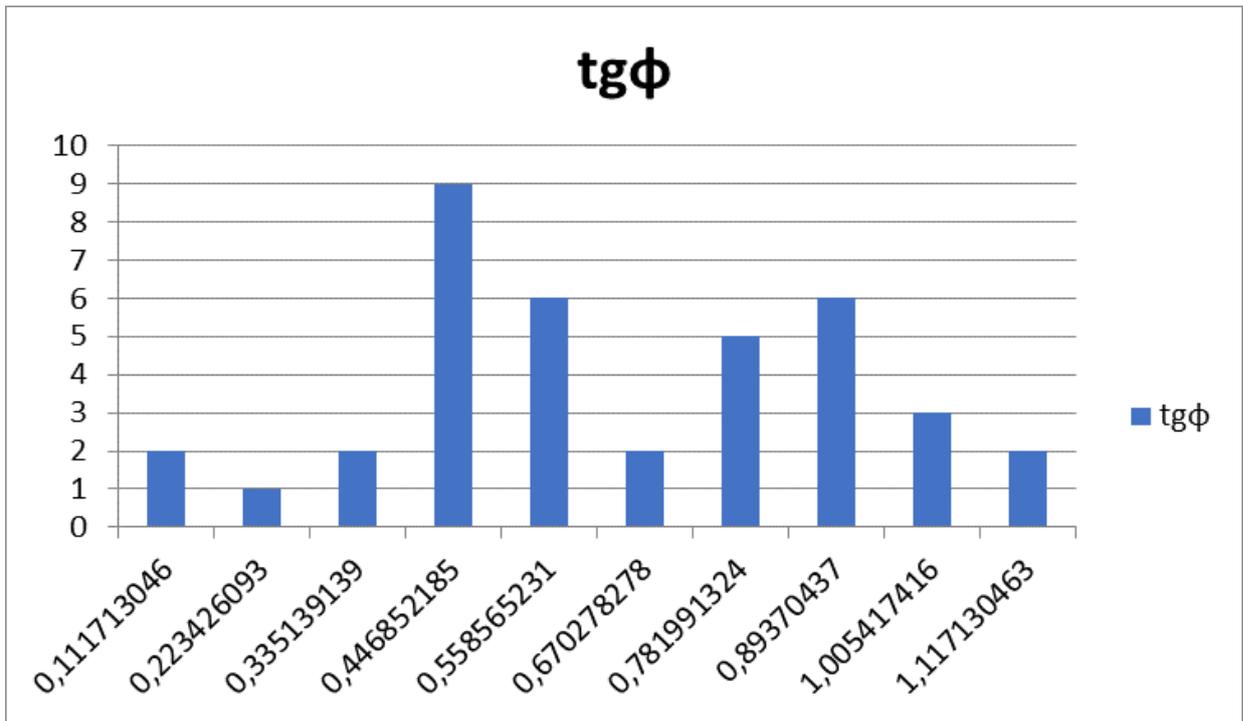


Рисунок 2.13 – Гистограмма распределения тангенса угла внутреннего трения исследованных грунтов

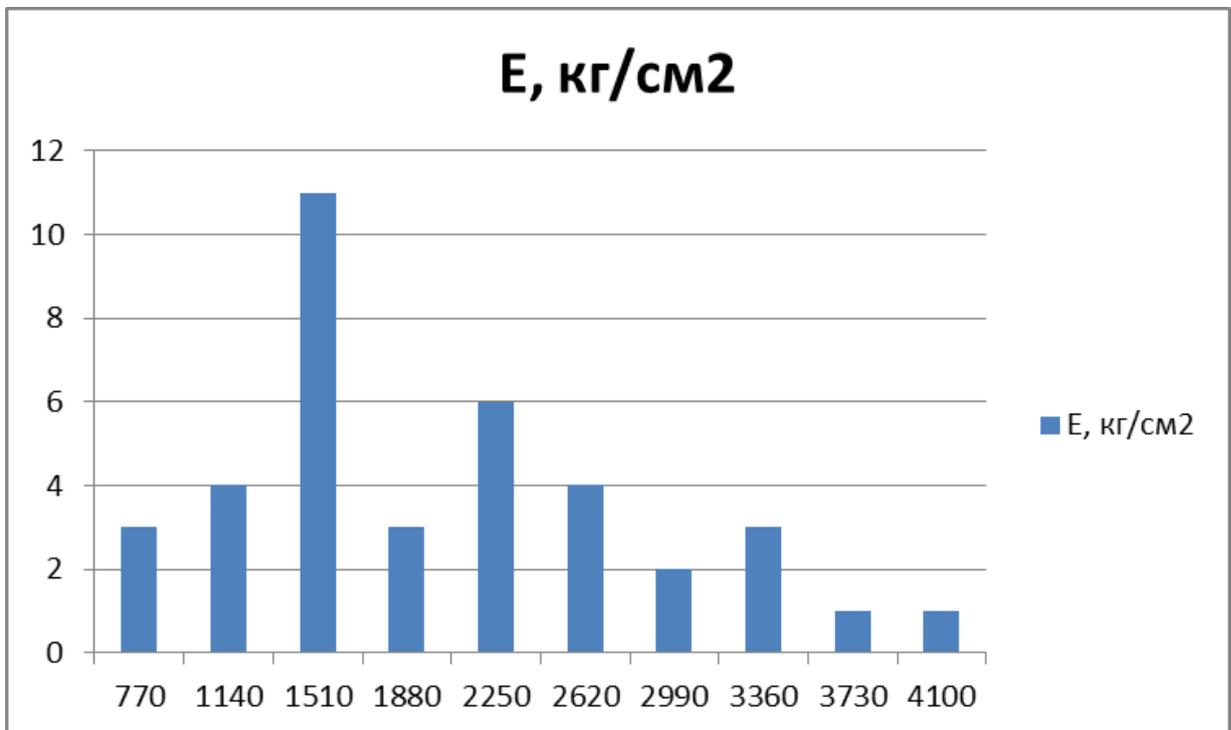


Рисунок 2. 14 – Гистограмма распределения модуля упругости исследованных грунтов

Определены коэффициенты корреляции между глубиной заложения тоннелей и прочностью на сжатие, а также влажностью и прочностью на сжатие. Коэффициент корреляции между влажностью и прочностью составил – 0,347, а коэффициент корреляции между глубиной отбора образца и прочностью равен 0,439.

Коэффициенты корреляции получились малые. Чем меньше влажность, тем выше прочность. Чем глубже отбирался образец, тем выше прочность. Однако влияние других случайных факторов в данной выборке весьма значительно. Для сцепления имеет место достаточно большая вариация – 86,4 %.

Выводы

1. Наибольшие трудности вызывает строительство тоннелей на участках пересечения палеодолин, заполненных слабыми неустойчивыми грунтами от мелкого песка до ила. Примером такой палеодолины является участок «Размыв» между станциями «Лесная» и «Площадь Мужества» Санкт-Петербургского метрополитена.

2. При строительстве перегонных тоннелей необходимо постоянно проводить натурные наблюдения за оседанием земной поверхности. Преимуществом технологии строительства с применением ТПМК является возможность обеспечения устойчивости забоя в процессе строительства за счет постоянного действия пригруза.

3. Технология строительства эскалаторных тоннелей с обделкой из чугунных тубингов получила широкое распространение и хорошо отработана. Для обеспечения гидроизоляции и закрепления выработки на период производства работ, как правило, осуществляется устройство ледопородного ограждения с применением технологии рассольного замораживания.

4. К недостаткам железобетонных тубинговых обделок эскалаторных тоннелей следует отнести пониженную трещиностойкость и повышенную проницаемость для воды. Спинки тубингов имеют сравнительно небольшую толщину, поэтому трудно обеспечить водонепроницаемость обделки даже в усло-

виях незначительных напоров грунтовых вод. По этим причинам железобетонные обделки при сооружении эскалаторных тоннелей применяют в необводненных или мало обводненных грунтах.

5. Конструкция станции колонного типа имеет значительно меньший, в сравнении с ранее используемыми станциями, общий пролет выработки, что позволяет уменьшить объем разрабатываемой породы примерно в 2 раза. Использование такой конструкции позволяет значительно механизировать разработку породы, т.к. боковые тоннели сооружались механизированными щитами, больше чем на 6 месяцев сократить сроки строительства и снизить его стоимость.

6. Конструкция пилонной станции допускает независимую проходку параллельных тоннелей с последующим соединением их поперечными проходами. Круговое очертание тоннелей, образующих станционное сооружение, и относительно небольшой пролет выработок обеспечивает однотипность работ и безопасность их проведения.

7. Способы сооружения пилонных станций отличаются большим разнообразием соответственно вариантам конструктивного исполнения станций. Отличаются они главным образом очередностью, с которой возводят пилоны с проходами и станционные тоннели.

8. Методика и алгоритм расчета крепи тоннелей методом конечных элементов с точки зрения вычислительной математики заключается в том, что минимизация функционала вариационной задачи осуществляется на совокупности функций, каждая из которых определена на своей подобласти, для численного анализа системы позволяет рассматривать его как одну из конкретных ветвей диакоптики — общего метода исследования систем путём их расчленения.

9. Программа Plaxis специализирована для решения геотехнических задач. Интерфейс программы удобен для задания геометрических параметров модели различной сложности. Присутствует удобный инструмент задания элементов оболочечных форм. Встроенный алгоритм разбиения модели на сетку конечных элементов обладает достаточной гибкостью и позволяет варьировать

крупность конечных элементов для подбора оптимального сочетания скорости и точности решения.

10. По опыту расчетов шаг расчета зависит от размера конечных элементов. При расчете программа должна определить направления роста пластических областей.

11. При крупных элементах сети конечных элементов, плоскости скольжения более размытые, но решение для них находится быстрее. Чем меньше элементы, тем больше нужно итерация для определения направления роста поверхностей скольжения (пластических точек).

12. В результате изменения напряженно – деформированного состояния для нелинейных моделей производится корректировка матрицы жесткости с применением итерационных процедур.

13. Массив кембрийских глин имеет большой разброс по прочностным характеристикам. Однако многие исследователи принимали сцепление кембрийских в интервале 0,1– 0,2МПа. Распределение модуля деформации так же близко к нормальному закону распределения. Расчетные характеристики величин с односторонней доверительной вероятностью 0,95 составляют для оценок математического ожидания сцепления 0,361 МПа, а для угла внутреннего трения 26,81 град.

ГЛАВА 3. МОДЕЛИРОВАНИЕ ГЕОТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ СТРОИТЕЛЬСТВА ТОННЕЛЕЙ ГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ В ПРОТЕРОЗОЙСКИХ ГЛИНАХ

3.1. Напряженно деформированное состояние горного массива и крепи при строительстве подземных сооружений

В естественных условиях горные породы всегда находятся под давлением, поэтому горные породы находятся в состоянии объемного напряженного состояния. Как правило, напряжения в горных породах создают и поддерживают условия механического равновесия внутри определенных областей земной коры. Под действием сжимающих усилий происходит деформация горных пород, при этом существует несколько реологических моделей деформирования горных пород в напряженном состоянии. Различные реологические модели отражают основные физические свойства тех, или иных горных пород, поэтому в соответствии с этими моделями введены несколько реологических групп горных пород. По своим реологическим свойствам горные породы заполняют широкий диапазон моделей от идеально упругих твердых тел до жидкостей.

Вязкие горные породы (например, глины), проявляют себя как жидкости и обладают свойством текучести. Вязкоупругие горные породы – это породы, представляющие упругую массу с вкраплениями вязких пород. Упруго-вязкие горные породы - это породы, представляющие вязкую массу с вкраплениями упругих пород, связанных между собой трением. Пластически вязкие горные породы - это породы, которые при малых напряжениях ведут себя как пластические твердые тела, а при достаточно больших напряжениях превращаются в вязкие жидкости. Упругие горные породы - это породы, в которых процесс деформирования под действием внешних сил является обратимым, т.е. энергия, обусловленная работой внешних сил, не поглощается.

В общем случае вектор напряжений внутри горной породы или крепи (рисунок 3.1) определяется по формуле (3.1):

В проекциях на оси координат можно записать, $\mathbf{p}_n = \mathbf{p}_{nx} + \mathbf{p}_{ny} + \mathbf{p}_{nz}$ или $\mathbf{p}_n = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$, где $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ - нормальные напряжения, действующие вдоль соответствующих осей координат. Если рассмотреть, например, параллелепипед из горной породы, находящийся под действием внешних сил, то можно зафиксировать деформации, обусловленные этим силовым воздействием (рисунок 3.2). Отдельные линии длиной l приобретают длину l' . Следовательно, при растяжении имеет место абсолютное удлинение $\Delta l = l' - l$. Тогда деформацию можно характеризовать относительным удлинением $\varepsilon = (l' - l)/l$.

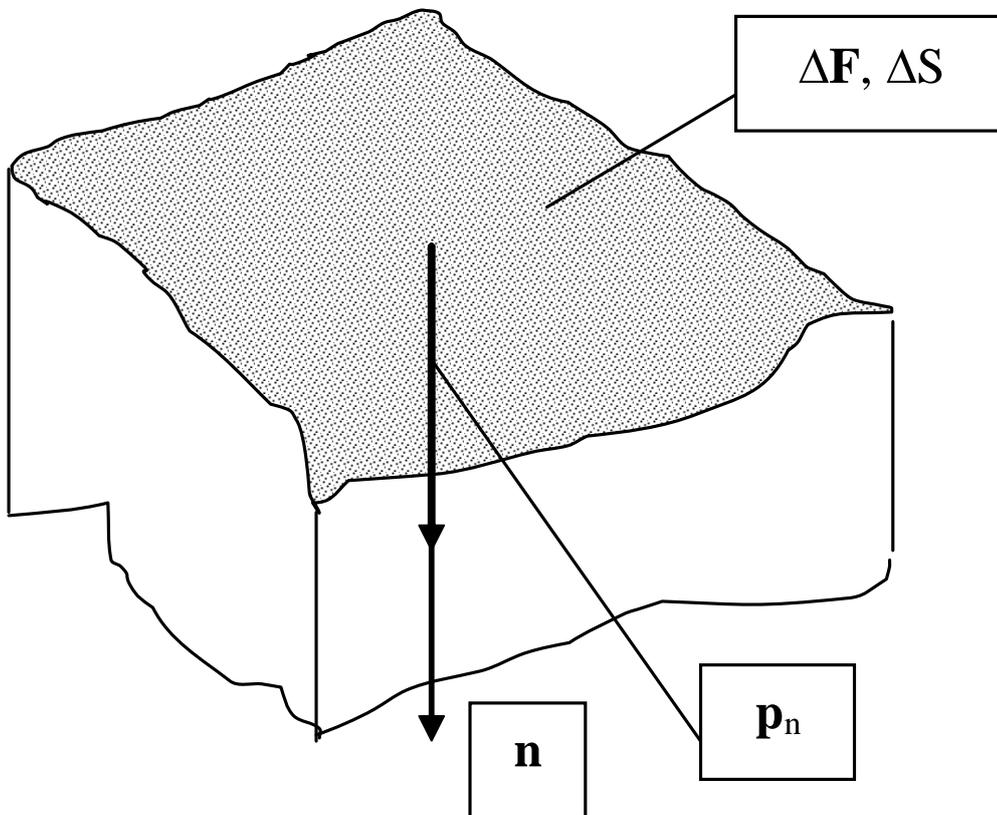


Рисунок 3. 1 – Расчетная схема определения напряжения в точке горного массива

$$\mathbf{p}_n = \lim_{\Delta S \rightarrow 0} \frac{\Delta \mathbf{F}}{\Delta S} = \frac{d\mathbf{F}}{dS}. \quad (3.1)$$

Деформация параллелепипеда в плоскости XOY приведет к следующим перемещениям: $\mathbf{r}_x + (\partial \mathbf{r}_x / \partial x) dx$, где $|\mathbf{r}_x| = dx$; $|\mathbf{r}_y| = dy$. Тогда $\varepsilon_x = [r_x - r_x + (\partial r_x / \partial x) dx] / dx$, аналогично и для $\varepsilon_y, \varepsilon_z$:

$$\varepsilon_x = \frac{\partial r_x}{\partial x}, \quad \varepsilon_y = \frac{\partial r_y}{\partial y}, \quad \varepsilon_z = \frac{\partial r_z}{\partial z}. \quad (3.2)$$

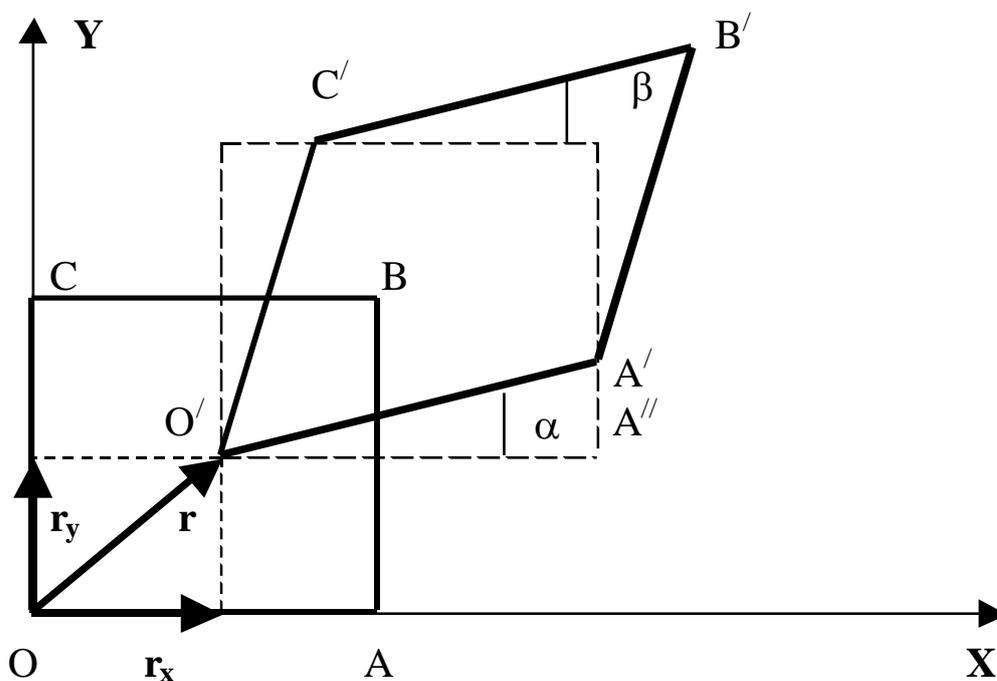


Рисунок 3. 2 – Деформация параллелепипеда из горной породы под действием внешних сил

Величина деформации сдвига имеет вид: $\gamma_{xy} = \text{tg}(\alpha + \beta)$.

Здесь $\text{tg } \alpha \approx \alpha = (A' A'') / (O' A'') = (\partial r_y / \partial y) dy / [dx + (\partial r_x / \partial x) dx]$, но $dx \approx dy$, $\partial r_x / \partial x \ll 1$, поэтому $\alpha = \partial r_y / \partial x$. Аналогично $\beta = \partial r_x / \partial y$. Таким образом,

$$\gamma_{xy} = \gamma_{yx} = \frac{\partial r_y}{\partial x} + \frac{\partial r_x}{\partial y}, \quad \gamma_{yz} = \gamma_{zy} = \frac{\partial r_z}{\partial y} + \frac{\partial r_y}{\partial z}, \quad \gamma_{zx} = \gamma_{xz} = \frac{\partial r_x}{\partial z} + \frac{\partial r_z}{\partial x}. \quad (3.3)$$

При малых деформациях горной породы и крепи справедлив закон Гука $\varepsilon = \sigma / E$, где E – модуль упругости. В области идеальных упругих деформаций растяжение вдоль оси X приводит к относительному удлинению $\varepsilon_x = \sigma_x / E$, при этом возникают боковые сжатия вдоль осей Y и Z $\varepsilon_y = \varepsilon_z = -\mu / E \sigma_x$, где μ –

коэффициент Пуассона. Аналогично вдоль осей Y и Z получим, $\varepsilon_y = \sigma_y/E \Rightarrow \varepsilon_z = \varepsilon_z = -\mu/E\sigma_y$; $\varepsilon_z = \sigma_z/E \Rightarrow \varepsilon_x = \varepsilon_x = -\mu/E\sigma_z$. В случае объемного напряженного состояния деформации вдоль осей будут суммироваться, а обобщенный закон Гука примет, следующий вид [3]:

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{1}{E}[\sigma_x - \mu(\sigma_y + \sigma_z)], \quad \varepsilon_y = \frac{1}{E}[\sigma_y - \mu(\sigma_x + \sigma_z)], \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E}[\sigma_z - \mu(\sigma_y + \sigma_x)].\end{aligned}\quad (3.4)$$

Деформация растяжения или сжатия сопровождается преодолением сил внутренних напряжений.

Поэтому с ростом величины упругой деформации образца горной породы в нем накапливается потенциальная энергия (E_{II}), которая после прекращения действия внешних сил расходуется на ликвидацию деформации и тем самым придает деформации упругий и притом обратимый характер. Рассмотрим деформируемый кубик горной породы (рисунок 3.3).

В деформированном состоянии главные напряжения равны $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$, а главные деформации равны $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$.

Следовательно, непрерывный рост этих напряжений и деформаций можно формально представить в виде $\xi\sigma_1, \xi\sigma_2, \xi\sigma_3, \xi\varepsilon_1, \xi\varepsilon_2, \xi\varepsilon_3$, где ξ - множитель, изменяющийся от нуля до единицы. Тогда на i -ю грань действует сила давления равная $\xi\sigma_i a^2$.

Элементарная работа этой силы при малой деформации $d\varepsilon_i$, будет работой перемещения рассматриваемой грани $dA = a^2 \xi \sigma_i d\varepsilon_i = a^2 \sigma_i \varepsilon_i \xi d\xi$, но условие обратимости упругого сжатия выражается равенством $dA = dE_{II}$.

Следовательно,

$$E_{II} = a^2 \sigma_i \varepsilon_i \int_0^1 \xi d\xi = \frac{1}{2} a^2 \sigma_i \varepsilon_i. \quad (3.5)$$

Полная потенциальная энергия внутри кубика, деформированного вдоль всех трех осей, будет $E_{II} = 0,5a^2(\sigma_1\varepsilon_1 + \sigma_2\varepsilon_2 + \sigma_3\varepsilon_3)$. Тогда поверхностная плотность потенциальной энергии кубика

$$E_{II}^{y\partial} = 0,5(\sigma_1\varepsilon_1 + \sigma_2\varepsilon_2 + \sigma_3\varepsilon_3). \quad (3.6)$$

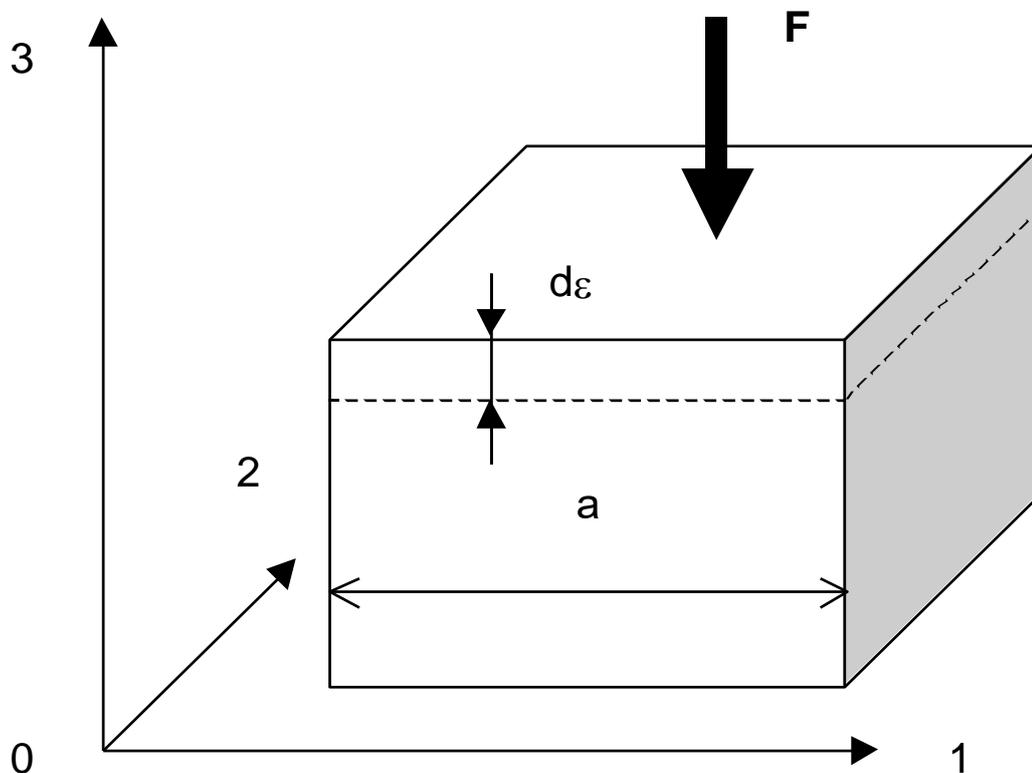


Рисунок 3.3 – Расчетная схема к определению плотности потенциальной энергии при упругой деформации горной породы и крепи

Любые деформации представляют собой некоторые движения вещества деформируемой среды под действием приложенных сил и возникающих при этом напряжений. Для произвольной точки рассматриваемой среды можно записать, $\mathbf{a}M = \mathbf{F}$, где \mathbf{a} – ускорение перемещения рассматриваемой точки; M – масса; \mathbf{F} – главный вектор сил, действующих на единичную массу горной породы или крепи.

Главный вектор сил, действующих на единичную массу горной породы и крепи определяется как $\mathbf{F} = \mathbf{F}_O + \mathbf{F}_{II}$, где \mathbf{F}_O и \mathbf{F}_{II} – векторы объемных и поверхностных сил соответственно. Тогда

$$\frac{d}{dt}(M\mathbf{V}) = \frac{d\mathbf{K}}{dt}, \quad (3.7)$$

где \mathbf{K} – главный вектор количества движения.

Таким образом,

$$\frac{d\mathbf{K}}{dt} = \mathbf{F}_O + \mathbf{F}_\Pi. \quad (3.8)$$

Справедливы следующие соотношения:

$$d\mathbf{K} = \rho \mathbf{V} d\Omega \Rightarrow \mathbf{K} = \iiint_{(\Omega)} \rho \mathbf{V} d\Omega;$$

$$d\mathbf{F}_O = \rho \mathbf{F}_M d\Omega \Rightarrow \mathbf{F}_O = \iiint_{(\Omega)} \rho \mathbf{F}_M d\Omega;$$

$$d\mathbf{F}_\Pi = \mathbf{p}_n dS \Rightarrow \mathbf{F}_\Pi = \iint_{(S)} \mathbf{p}_n dS.$$

Следовательно,

$$\frac{d}{dt} \iiint_{(\Omega)} \rho \mathbf{V} d\Omega = \iiint_{(\Omega)} \rho \mathbf{F}_M d\Omega + \iint_{(S)} \mathbf{p}_n dS;$$

$$\frac{d}{dt} \iiint_{(\Omega)} \rho \mathbf{V} d\Omega = \iiint_{(\Omega)} \frac{d}{dt} (\rho \mathbf{V}) d\Omega = \iiint_{(\Omega)} \left(\mathbf{V} \frac{d\rho}{dt} + \rho \frac{d\mathbf{V}}{dt} \right) d\Omega, \text{ но } \frac{d\rho}{dt} = 0.$$

Тогда для случая $\rho = \text{const}$, получим,

$$\iiint_{(\Omega)} \frac{d\mathbf{V}}{dt} d\Omega = \iiint_{(\Omega)} \mathbf{F}_M d\Omega + \frac{1}{\rho} \iint_{(S)} \mathbf{p}_n dS, \quad (3.9)$$

где \mathbf{F}_M – главный вектор массовых сил; \mathbf{p}_n – главный вектор напряжений.

Уравнение (3.9) в данном случае – основное уравнение динамики деформирования горной породы или крепи. Для поверхностных сил можно записать,

$$\iint_{(S)} \mathbf{p}_n dS = \iiint_{(\Omega)} \text{div}(\mathbf{p}_n) d\Omega \Rightarrow \iiint_{(\Omega)} \frac{d\mathbf{V}}{dt} d\Omega = \iiint_{(\Omega)} \left[\mathbf{F}_M + \frac{1}{\rho} \text{div}(\mathbf{p}_n) \right] d\Omega.$$

Таким образом, получим, что

$$\frac{d^2 \mathbf{r}}{dt^2} = \mathbf{F}_M + \frac{1}{\rho} \text{div}(\mathbf{p}_n), \quad (3.10)$$

где \mathbf{r} – главный вектор перемещений рассматриваемой точки.

Уравнение (3.10) – уравнение движения деформируемых горных пород и крепи, записанное в векторной форме. В состоянии механического равновесия перемещения отсутствуют, поэтому $d^2\mathbf{r}/dt^2 = 0$. Тогда уравнение равновесия в векторной форме можно представить следующим образом:

$$\mathbf{F}_M + \frac{1}{\rho} \operatorname{div}(\mathbf{p}_n) = 0. \quad (3.11)$$

Опыты подтвердили, что при небольших напряжениях и кратковременном воздействии для бетона характерна упругая деформация. Модуль упругости бетона возрастает при увеличении прочности и зависит от пористости. Увеличение пористости бетона сопровождается снижением модуля упругости.

Уравнение движения деформируемых горных пород, бетона или чугуна в проекциях на оси координат примет вид:

$$\left. \begin{aligned} \frac{d^2\mathbf{r}_x}{dt^2} &= \rho\mathbf{X} + \frac{\partial\sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial\tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial\tau_{xz}}{\partial z}, \\ \frac{d^2\mathbf{r}_y}{dt^2} &= \rho\mathbf{Y} + \frac{\partial\tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial\sigma_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial\tau_{yz}}{\partial z}, \\ \frac{d^2\mathbf{r}_z}{dt^2} &= \rho\mathbf{Z} + \frac{\partial\tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial\tau_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial\sigma_{zz}}{\partial z}. \end{aligned} \right\} \quad (3.12)$$

Уравнение равновесия деформируемых горных пород и крепи можно представить в виде:

$$\left. \begin{aligned} \rho\mathbf{X} + \frac{\partial\sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial\tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial\tau_{xz}}{\partial z} &= 0, \\ \rho\mathbf{Y} + \frac{\partial\tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial\sigma_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial\tau_{yz}}{\partial z} &= 0, \\ \rho\mathbf{Z} + \frac{\partial\tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial\tau_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial\sigma_{zz}}{\partial z} &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (3.13)$$

Таким образом, обоснованы математические модели движения и уравнения равновесия. Для практического анализа параметров крепи выбрана выработка, наиболее интересная с точки зрения исследования, в условиях подземной

проходки в протерозойских глинах. Задача была решена в объёмной постановке с использованием удобной в практическом отношении методики численного расчета - метода конечных элементов (МКЭ). Для математического моделирования использовался программный комплекс Plaxis.

3.2. Взаимодействие массива протерозойских глин с опережающей анкерной крепью при строительстве тоннелей большого сечения

Снижение деформаций грунтового массива при строительстве тоннелей большого сечения особенно актуально в крупных городах, в условиях плотной городской застройки. Снижение деформаций грунтового массива осложняется тем, что часть из них проходит в пространстве перед выработкой. По некоторым данным, в плотных глинах 40 % вертикальных осадок дневной поверхности происходит впереди груди забоя тоннеля [1 – 11]. Деформации грунтового массива в призабойной зоне требует особого внимания и рассмотрения возможных способов его уменьшения. Поэтому особый интерес представляет использование опережающей анкерной крепи. На практике опережающая крепь груди забоя, как правило, – это комбинация полимерных анкеров и металлических труб.

Для анализа параметров крепи рассмотрена выработка, наиболее интересная с точки зрения исследования, в условиях подземной проходки в протерозойских глинах. Задача решена в объёмной постановке с использованием удобной в практическом отношении методики численного расчета – метода конечных элементов (МКЭ).

Для математического моделирования использовался программный комплекс Plaxis.

Моделирование осуществлено для области грунтового массива, размеры которого определены в соответствии с поставленными задачами и с учетом зоны влияния тоннеля. Высота выделенного участка массива составила 100 м, а ширина 25 м. Длина массива по оси Z составила 36 м.

Протяженность тоннеля в массиве составила 12 м. Так как рассматриваемая задача симметрично относительно вертикальной оси Y , для упрощения расчёта взята половина моделируемого массива.

Разрез сделан по вертикальной оси симметрии обделки тоннеля.

Для моделирования крепи тоннеля использовались оболочечные, линейно-упругие элементы со следующими деформационными характеристиками: $E_A = 9,00 \cdot 10^6$ кН/м, $E_I = 6,75 \cdot 10^4$ кНм²/м, где E_A , E_I – осевая и изгибная жесткость соответственно.

Для моделирования постепенного набора устойчивости крепи деформационные характеристики крепи варьировались от 100 % до 25 % с шагом 25 %. При моделировании участок выработки протяженностью 1 м не подкреплялся крепью и разрабатывался на полное сечение. На расстоянии 1 м от забоя начинался участок крепи протяженностью 2 м с характеристиками 25 % от полных деформационных характеристик крепи. На расстоянии 3 м от забоя начинается участок крепи с характеристиками 50 % от полных деформационных характеристик крепи. На расстоянии 5 м от забоя начинается участок крепи с характеристиками 75 % от полных деформационных характеристик крепи, также имеющий протяженность 2 м. На расстоянии 7 м от забоя начинается участок крепи со 100 % деформационных характеристик, протяженностью до передней грани массива. Данный участок моделирует набрызгбетонную крепь.

Опережающее крепление груди забоя осуществлялось посредством устройства анкерной крепи. Анкерная крепь выполняется пробуренными скважинами диаметром 130 мм с последующим заполнением их фиброглассовой смесью и цементно-песчаным раствором на всём протяжении скважин. На практике длина скважин составляет 12 м, но в модели был рассмотрен вариант с минимальной длиной анкеров. Так как по мере проходки протяженность укрепленного целика уменьшается, и следующая группа скважин будет буриться по достижении минимально возможной протяженности укрепленного целика, которая составляет 6 метров. Анкерная крепь груди забоя моделировалась линейно-упругими элементами со следующими прочностными характеристиками:

ками: $E_A = 3,98 \cdot 10^6$ кН/м; $E_I = 400$ кНм²/м. В данной задаче было принято решение сделать жесткий контакт анкера с грунтовым массивом.

По результатам испытаний, которые были выполнены в работах [5–8] выяснено, что при должной методике заполнения тела анкера цементно-песчаным раствором через трубу, удастся достичь сцепления раствора по глине, равным сцеплению глины. В противном случае, анкера не только могут не укрепить грунтовый массив, но даже и ослабить его.

В модели рассматривалась опережающая крепь кровли забоя стальными трубами диаметром 120 мм, с заполнением цементно-песчаным раствором. В модели протяженность опережающей крепи кровли составляет 8 м, с учётом минимально допустимого опережения крепи груди забоя на 2 м.

Опережающая крепь кровли моделировалась линейно-упругими элементами со следующими прочностными характеристиками: $E_A = 3,93$ кН/м, $E_I = 305$ кНм²/м. Расчетная схема представлена на рисунке 3.4.

Грунтовый массив был представлен объемными элементами, деформирование которых происходило по закону пластического деформирования Мора-Кулона. Рассматривался массив состоящий из двух напластований 70 и 30 м. Тоннель в массиве располагался таким образом, что бы от верхней части свода тоннеля до кровли нижнего слоя грунтов было 10 м. Индивидуальные грунтовые элементы первого напластования имели следующие значения физико-механических характеристик: угол внутреннего трения $\varphi = 30^\circ$; сцепление $C = 80$ кПа; модуль деформации $E = 20$ МПа, плотность $2,0$ т/м³, коэффициент Пуассона $\nu = 0,3$.

Индивидуальные грунтовые элементы второго напластования имели следующие значения физико-механических характеристик: угол внутреннего трения $\varphi = 23^\circ$; сцепление $C = 300$ кПа; модуль деформации $E = 100$ МПа, плотность $2,3$ т/м³, коэффициент Пуассона $\nu = 0,33$.

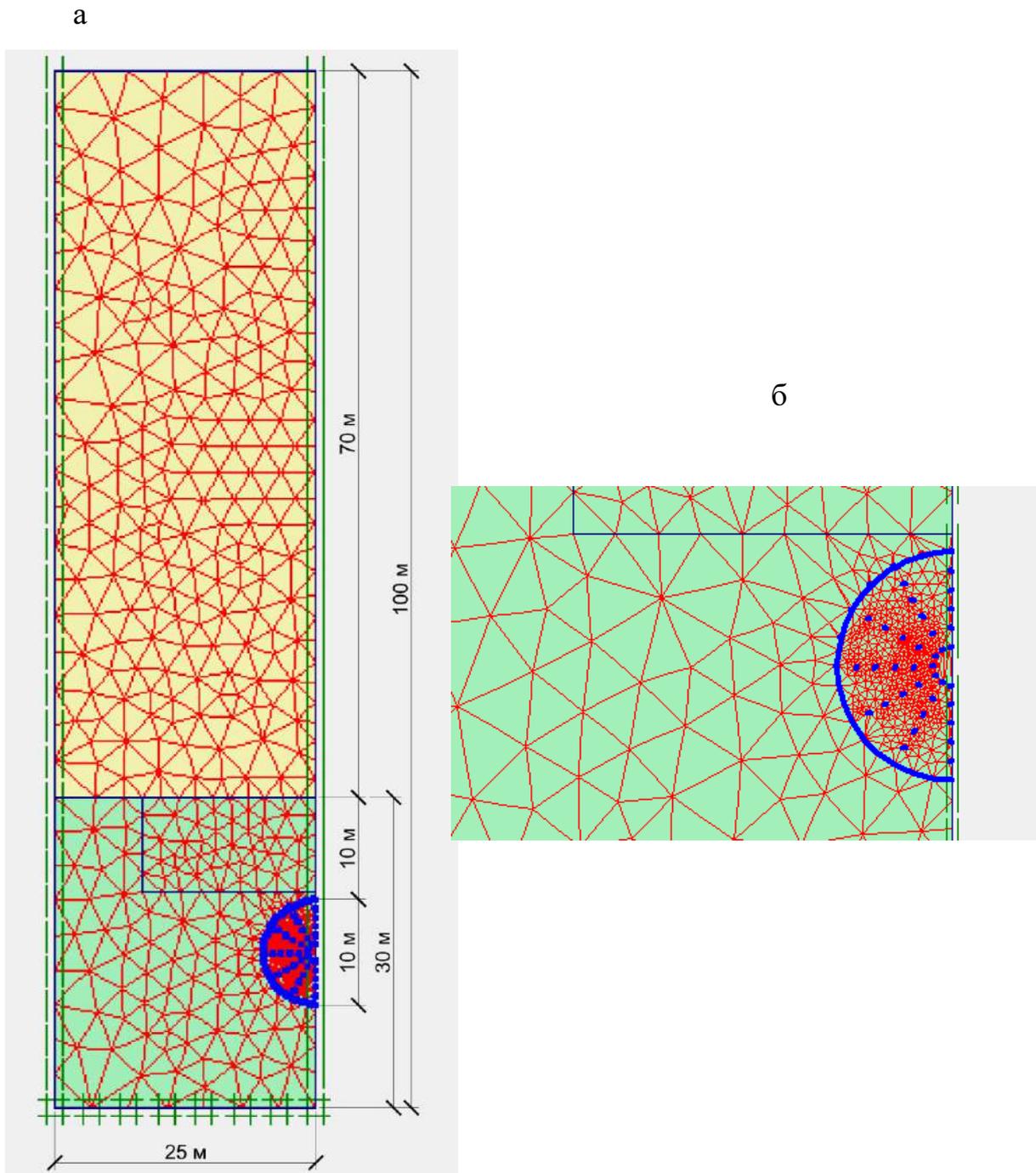


Рисунок 3.4 – Расчетная схема расположения моделируемого тоннеля:

а – общее расположение тоннеля в грунтовом массиве;

б – расположение тоннеля в протерозойских глинах

Была рассмотрена выработка диаметром 10 м, т.к. такой диаметр часто встречается при строительстве станционных комплексов [9-11].

В качестве граничных условий заданы запреты перемещений узлов системы в направлении оси Y по нижней границе грунтового массива, по оси X – по боковым границам массива, в направлении оси Z – по передней и задней границам массива. Все элементы, моделирующие конструкции и грунтовый массив, находятся под действием сил тяжести.

При моделировании рассматривались три варианта разработки забоя с раскрытием на полное сечение. В первом варианте забой после разработки на полное сечение оставался неподкреплённым до окончания деформаций. Такой вариант разработки забоя представлен на рисунок 3.5.

Во втором варианте разработки забоя была применена опережающая крепь груди забоя протяженностью 6 м по оси тоннеля. Расчетная схема такого варианта представлена на рисунок 3.6.

В третьем варианте помимо крепления груди забоя осуществляется установка опережающей крепи кровли выработки от горизонтального диаметра и выше. Вариант моделирования представлен на рисунок 3.7.

С учётом особенностей математического моделирования грунтового массива и соотнесения модели пластического деформирования Мора-Кулона с фактическим поведением грунта в массиве, принятого на основе опыта проектирования и проходки выработок в протерозойских глинах, сделано предположение, что разрушение грунта в забое будет проходить в области наибольшего накопления точек пластических деформаций. На основании предположения о «хрупком» поведении протерозойских глин, разрушение грунта в области накопления наибольшего числа точек пластических деформаций будет приводить к образованию трещин и последующему отделению разрушенного целика грунта от массива, что, скорее всего, приведёт к дополнительным деформациям [12 – 17]. Получены следующие результаты моделирования.

Расчетная схема №1. Наибольшие деформации наблюдаются в центральной части плоскости груди забоя и составляют 82 мм. Область разрушения грунта основанная на проявлении точек пластических деформаций наблюдается на протяжении 5 – 6 м от груди забоя и представлена в форме конуса.

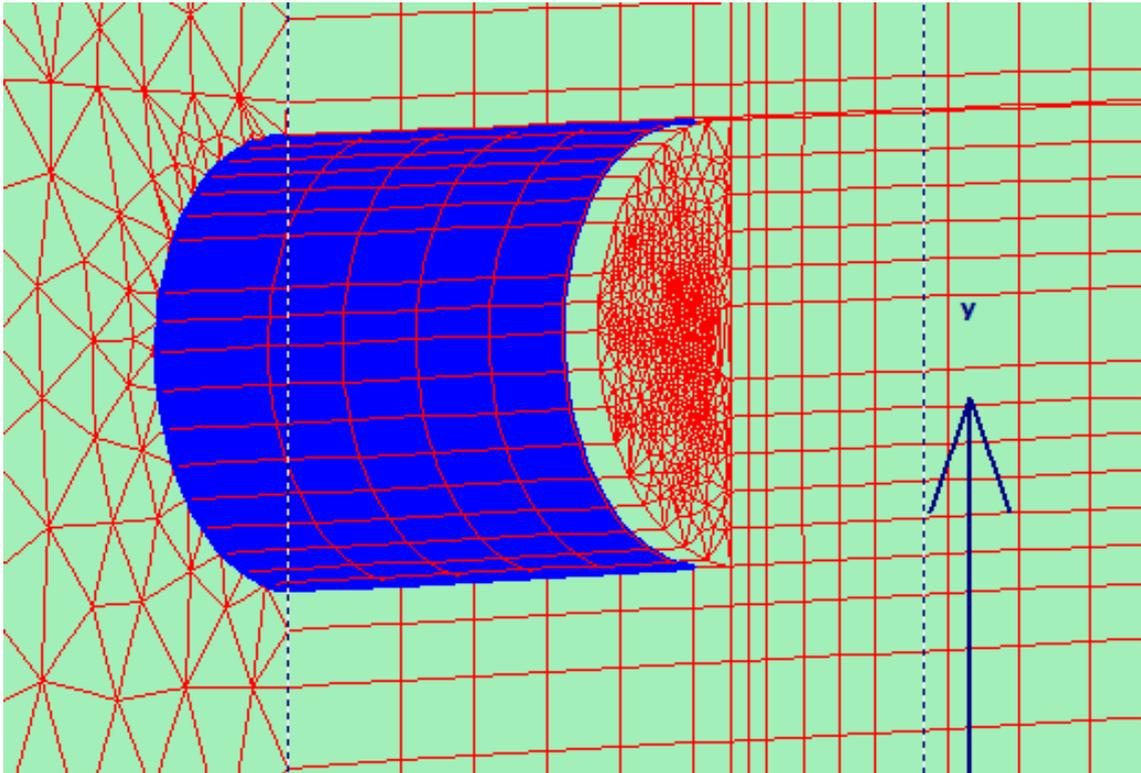


Рисунок 3.5 – Расчетная схема 1-го варианта. Забой после разработки оставался неподкреплённым до окончания деформаций

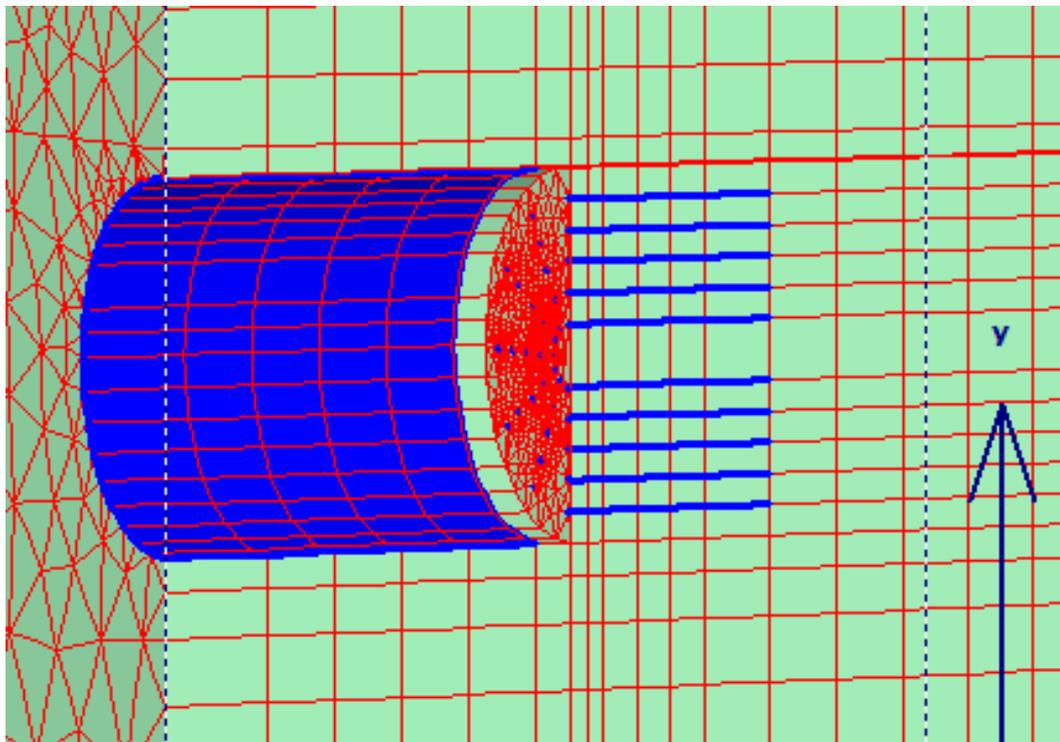


Рисунок 3.6 – Расчетная схема 2-го варианта. Применена опережающая крепь груди забоя протяженностью 6 м по оси тоннеля

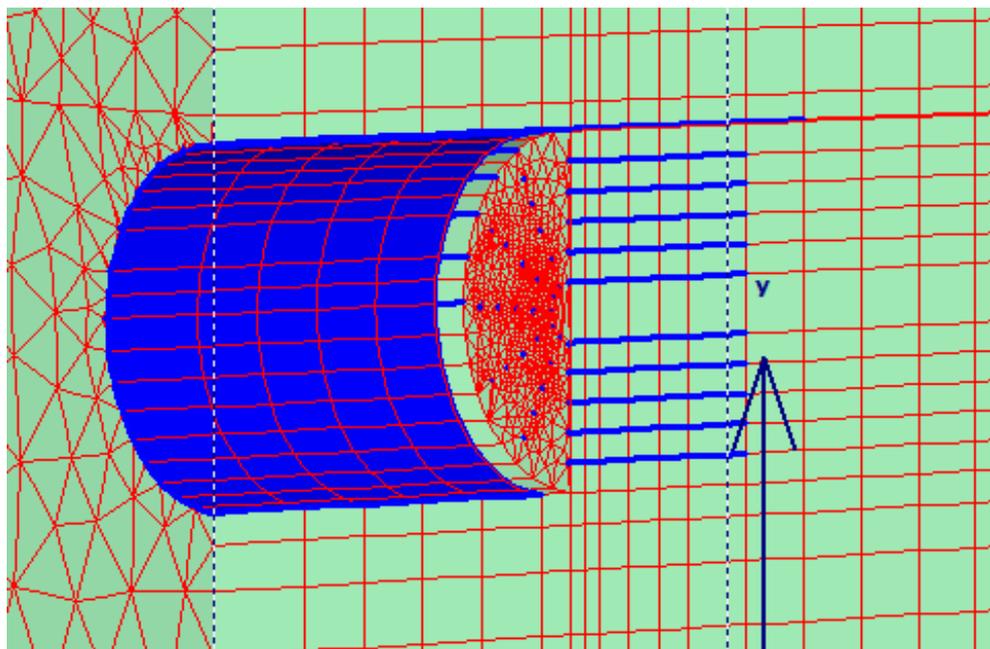


Рисунок 3.7 – Расчетная схема 3-го варианта. Помимо крепления груди забоя осуществляется установка опережающей крепи кровли выработки от горизонтального диаметра и выше

Расчетная схема №2. Наибольшие деформации наблюдаются в центральной части плоскости груди забоя и составляют 54 мм. Область разрушения грунта, основанная на проявлении точек пластических деформаций от вывалов, наблюдается на протяжении 2 м от груди забоя. Встречаются точки пластических деформаций по длине анкеров.

Расчетная схема №3. Картина перемещений в грунтовом массиве представлена на рисунке 3.8. Наибольшие деформации наблюдаются в центральной части плоскости груди забоя и равны 53 мм.

На рисунке 3.8 представлено сравнение данных результатов моделирования задачи по четырем расчетным схемам. Расчетные схемы с 1 по 3 описаны выше. В четвертой расчетной схеме в работу включены 50% анкеров крепления груди забоя. Представлены значения проекции общих деформаций на ось Z (вдоль оси тоннеля), значения приведены для центральной части забоя, где достигаются максимальные деформации. Значения деформаций приведены в зависимости от удаленности от груди забоя в метрах (по оси Z для математической модели) в направлении установки анкеров.

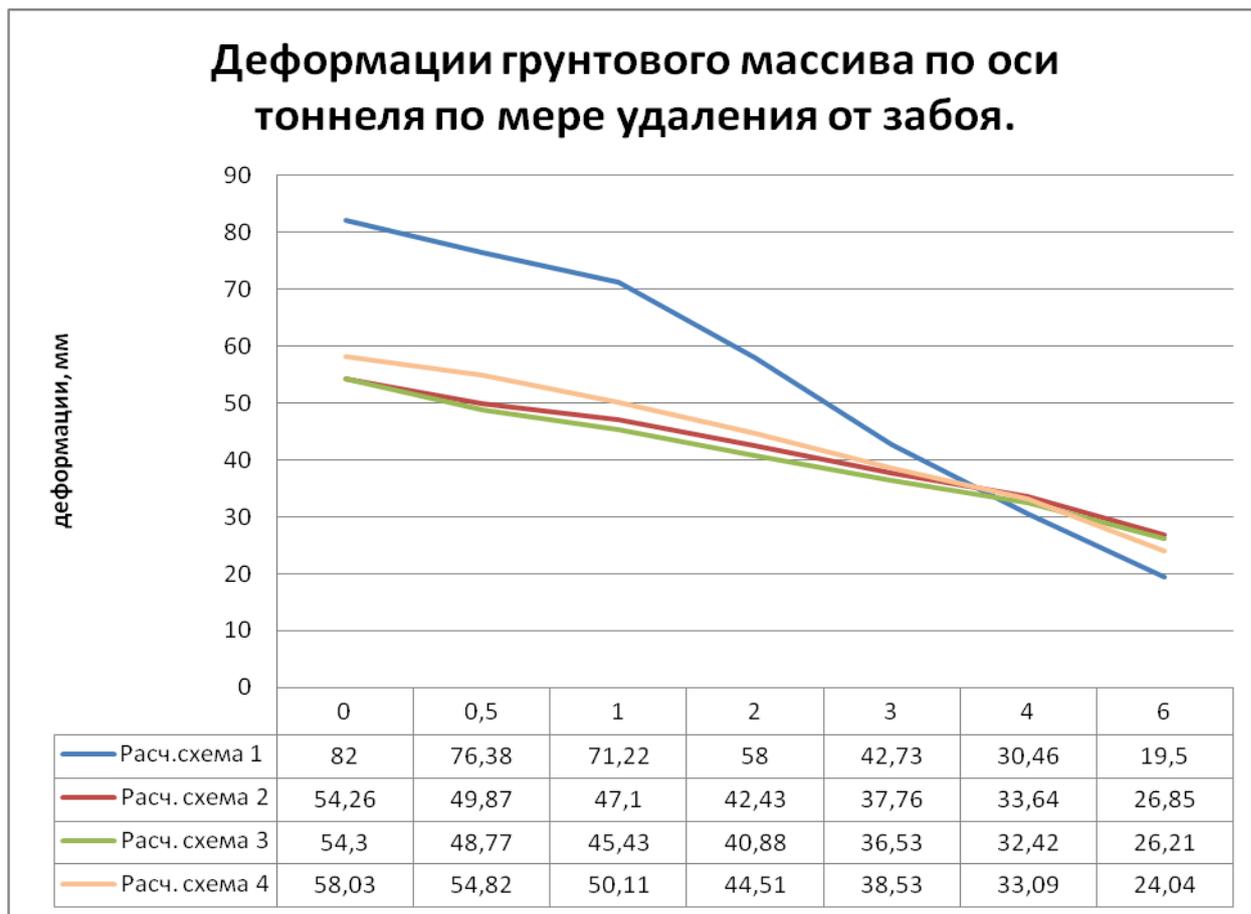


Рисунок 3.8 – Деформации грунтового массива по оси тоннеля
по мере удаления от забоя (расстояние в метрах)

На рисунке 8 представлено сравнение всех расчетных схем по значениям проекции деформаций грунтового массива на ось Z (вдоль оси тоннеля) в центральной части забоя (область наибольших деформаций). Видно, что есть значительное отличие графика расчетной схемы 1 от остальных графиков. График расчетной схемы 1 в плоскости груди забоя дает значительные деформации, до 82 мм, а в дальнейшем график пересекается с графиками данных деформаций расчетных схем, где имеется укрепление массива анкерной крепью. Данный график дает нам представление об области максимальных деформаций и границе области, которая посредством анкерной крепи позволяет значительно уменьшить деформации груди забоя. Пересечение графиков происходит на удалении 4 метров по оси тоннеля. Деформации незакрепленного массива в об-

ласти после 4 м в первой расчетной схеме меньше чем в остальных, следует, что после 4 метров от груди забоя в данных условиях находится область грунтового массива, в меньшей степени подверженная деформациям. Включение данной области (6 м по оси тоннеля от груди забоя) в работу посредством устройства анкерной крепи позволяет в значительной степени снизить величину деформаций груди забоя (приблизительно 34 %).

Заметим, что с уменьшением количества анкеров на 50 % при данной схеме их расстановки увеличение деформаций практически не происходит. Это значит, что, в зависимости от инженерно-геологических условий и очертания выработки, необходимо подбирать индивидуально схему расстановки анкеров и их количество, т.к. в определенный момент, по мере увеличения количества анкеров снижение деформаций прирастает незначительно. Возможно нарушение сплошности массива вследствие технических особенностей применения данной технологии.

Анализ параметров крепи выработки в протерозойских глинах показал, что напряженно-деформированное состояние грунтового массива без крепления забоя, с креплением забоя фиберглассовыми анкерами и с креплением забоя фиберглассовыми анкерами и устройством опережающей крепи кровли будет различным. Результаты сравнения деформаций груди забоя при различных расчетных схемах показали, что наибольшие деформации развиваются в центральной части забоя. Применение опережающей крепи груди забоя выполненной в скважинах с использованием фиберглассовых анкеров и цементно-песчаного раствора позволяют снизить деформации груди забоя приблизительно на 34 %.

При выбранных для исследования очертаниях выработки и физико-механических характеристиках вмещающего выработку грунтового массива, на расстоянии 4...6 м от груди забоя наблюдается область грунтового массива, не задействованного в деформациях. Устройство опережающей крепи выполненной в скважинах с применением фиберглассовых анкеров и цементно-песчаного раствора позволяет значительно снизить деформации грунтового массива за плоскостью груди забоя по оси тоннеля, за счет включения этой об-

ласти в процесс деформаций. После определенного количества анкеров дальнейшее увеличение их количества малоэффективно. Оптимальное их количество зависит от длины заделки, жесткости анкеров и физико-механических свойств грунтового массива.

Во всех расчетных схемах были рассмотрены области проявления точек пластического деформирования от плоскости груди забоя на шесть метров в сторону проходки по оси тоннеля. Область пластических деформаций представлена конусом, который основанием расположен на плоскости груди забоя, а сужающаяся часть направлена вдоль оси тоннеля в направлении проходки. В условиях математической модели контакт анкера - глина принят равным сцеплению протерозойской глины. В натуральных условиях необходимо обеспечить надежный контакт анкера и глины, в противном случае анкер может не столько увеличить устойчивость груди забоя, сколько ослабить наличием пустот. Для более надежного заполнения рекомендуется использовать высокоподвижные смеси на расширяющемся цементе.

3.3. Оценка напряженно-деформированного состояния обделки коллекторного тоннеля при воссоздании объекта культурного наследия в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга

Возведение новых объектов капитального строительства в условиях устойчивой плотной застройки Санкт-Петербурга с его развитой инфраструктурой является актуальной задачей градостроительства. Основные технологические сложности при реализации данных проектов связаны с уникальным геологическим строением грунтового массива под значительной территорией города, обилием рек, большим количеством объектов с охранным статусом и высокой плотностью инженерных сетей.

При возведении или реконструкции объектов промышленного, гражданского, транспортного и прочего назначений в ряде случаев в зоне влияния оказываются подземные сооружения и коммуникации. В наибольшей степени под-

вержены внешнему воздействию такие жизненно важные объекты городской инфраструктуры как водопроводные, канализационные и кабельные сети с коллекторами тоннельного типа, расположенные на глубинах от 2 до 90 метров от дневной поверхности и имеющие суммарную протяженность в несколько сотен километров.

Многообразие коллекторов, попадающих в зону влияния от возводимых зданий и сооружений, представлено сетью труб и тоннелей, шахтных стволов, щитовых камер и буровых скважин, узлов аварийного перелива и других устройств. По функциональному назначению подавляющее большинство тоннелей коммунального назначения имеют принадлежность к сетям водоснабжения и водоотведения. Ввиду специфики их прокладки наибольшее распространение получила практика возведения коллекторов под проезжими частями автодорог, в зонах отвода, вдоль набережных рек и каналов, под их руслами, а также в пределах парковых рекреационных зон и зон зеленых насаждений.

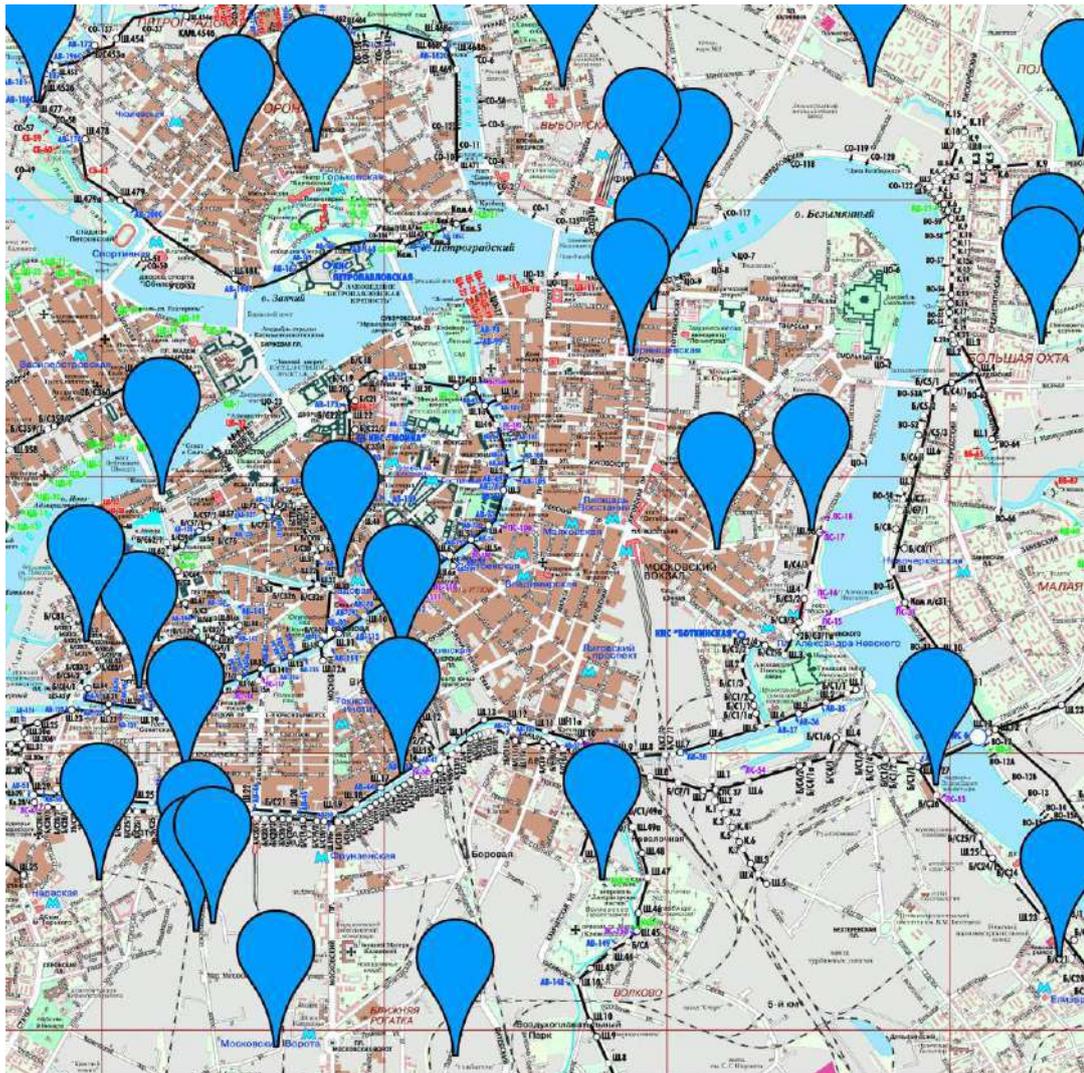
Капитальное строительство в непосредственной близости от существующих подземных сооружений, особенно имеющих высокое народнохозяйственное значение, при оказании воздействия на них сопряжено с опасностью нарушения работоспособности важнейших городских инженерных сетей, выход из строя которых может повлечь негативные последствия. Геомеханическое, геофизическое и геодезическое обоснование конструкций и параметров компенсационных разгрузочных систем, обеспечивающих безопасность и качество работ при восстановлении объектов культурного наследия в зоне влияния на существующие тоннельные коммуникации, является актуальной задачей и открывает перспективы на рациональное использование земельных участков Санкт-Петербурга.

Проведённая аналитическая работа позволила выявить 38 городских локаций для перспективного воссоздания утраченных объектов культурного наследия, из которых большая часть приходится на центральные и смежные с ними районы Санкт-Петербурга (рисунок 3.9). В ходе анализа было установлено, что не менее 30 % объектов, восстановление которых возможно в средне-

срочной и долгосрочной перспективах, могут оказать влияние на существующие коллекторные тоннели. В таких случаях при воссоздании объектов культурного наследия требуется особый индивидуальный подход, который позволяет сохранить имеющиеся исторические фрагменты утраченных зданий, обеспечить безопасность ведения строительных работ при воссоздании объектов культурного наследия, а также свести к минимуму влияние строительных работ на технологическое состояние коллекторных тоннелей.

При известных общих производственных подходах к решению подобных задач представляют интерес частные случаи со своими инженерно-техническими особенностями. Примером современного подхода к решению проблемы повышения работоспособности тоннельных коллекторов при возведении наземных сооружений является воссоздание объекта культурного наследия - «Церкви Божией Матери Всех Скорбящих Радости», расположенной по адресу: Санкт-Петербург, Невский р-н, пр. Обуховской Обороны, д. 22-24 (рисунок 3.10). Оригинальное здание в неорусском стиле было построено в 1894-1898 гг. по проекту архитекторов А.И. фон Гогена и А.В. Иванова. В ноябре 1932 года церковь была закрыта и впоследствии снесена. После проведения археологических раскопок фундамент утраченного храма был объявлен памятником регионального значения, с 2015 года началось воссоздание здания.

В процессе проработки проектных решений в рамках воссоздания объекта культурного наследия было установлено, что храм расположен над магистральным коллекторным тоннелем, осуществляющим в 1966 году в связи с необходимостью организации водоотведения сточных и канализационных вод активно застраиваемой левобережной части Невского района г. Ленинграда был возведен тоннельный коллектор ТКК23, частично проходящий под фундаментом храма, разобранного в 1933 году. Конструкция канализационного коллектора представлена сборной железобетонной обделкой круглого очертания с наружным диаметром 3230 мм и внутренней железобетонной рубашкой, выполненная методом торкретирования по сетке (рисунок 3.11).



- Position of the lost object of cultural heritage



- Sewer tunnels net

Рисунок 3.9 – План центральной части Санкт-Петербурга с утраченными объектами культурного наследия с наложением сетей водоотведения в тоннельном исполнении

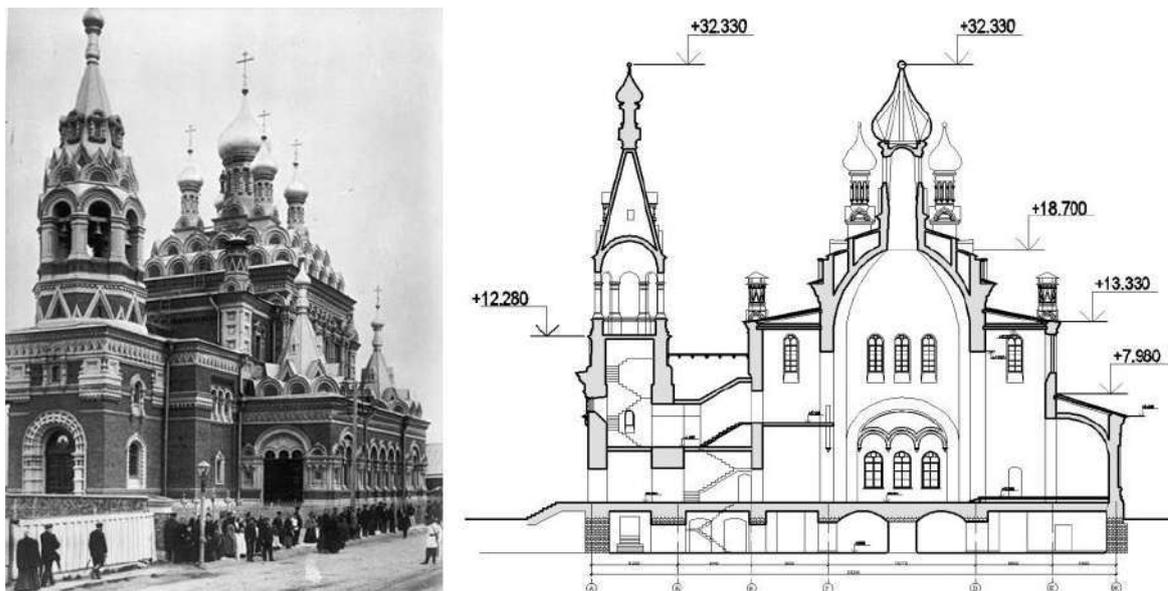


Рисунок 3.10 – Общий вид Церкви иконы Божией Матери Всех Скорбящих Радости до сноса и её разрез

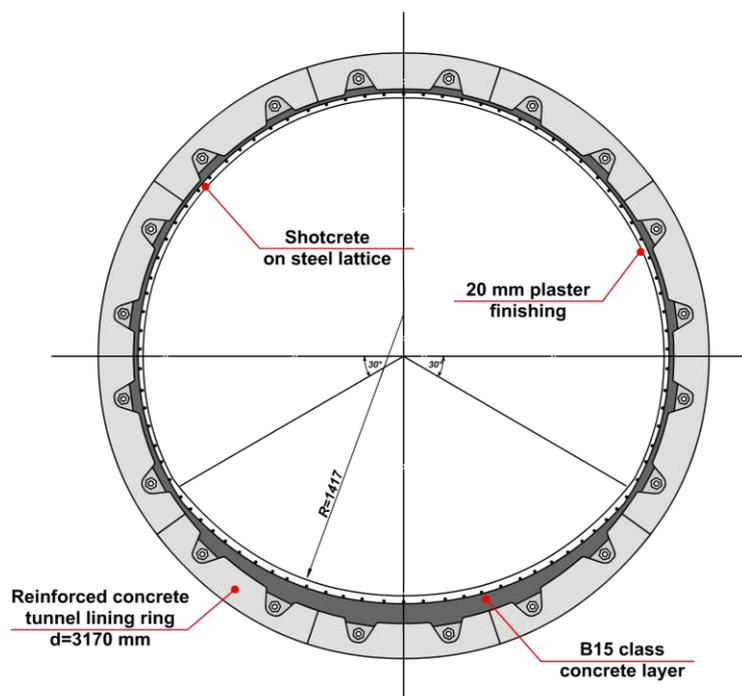


Рисунок 3.11 – Поперечное сечение обделки канализационного коллектора ТКК23 в зоне воссоздания объекта культурного наследия

Тоннель коллектора в зоне влияния храма в интервале между шахтами №1/27 и №18 расположен на отметках от -4,80 м до -4,64 м с преимуществен-

ным расположением в слабых четвертичных отложениях, что обусловило применение специальных способов работ с использованием кессона (проходка под сжатым воздухом) водоотведение с большей части Невского района Санкт-Петербурга.

В настоящее время тоннельный коллектор ТКК23 представляет важнейший элемент канализационной сети Санкт-Петербурга, являясь единственным магистральным отводом канализационных стоков левобережной части Невского района с отсутствием дублирующих водоотводящих систем, что в дополнительной мере подчеркивает важность мониторинга состояния коллектора в связи с изменившимися условиями его работы [4]. Средний часовой расход в сухую погоду на исследуемом интервале составляет 5500 м³/час.

Основные технологические сложности при воссоздании здания церкви были связаны с незначительным породным целиком между сохранившимся фундаментом и конструкциями обделки коллектора мощностью менее 800 мм, а также слабыми вмещающими грунтами. Сложные гидрогеологические условия пятна строительства обусловлены наличием в разрезе нескольких водоносных горизонтов и руслом реки Нева, находящейся в непосредственной близости от воссоздаваемого объекта. Необходимость сохранения эксплуатационных характеристик существующего коллектора определили высокие требования к ведению подготовительных и строительных работ [4-6].

Вариантом решения данной задачи стала разработка и внедрение компенсационных разгружающих систем над существующим коллектором, которые позволили минимизировать воздействие от веса вновь возводимого наземного сооружения, а также обеспечить безопасность строительных работ. В качестве мероприятий, направленных на реализацию указанных задач при восстановлении «Церкви иконы Божией Матери Всех Скорбящих Радости», были предложены перекрытия в виде балок трубчатого сечения диаметром 530 мм, установленные в породном целике между сохранившимся фундаментом культового сооружения и обделкой существующего канализационного коллектора. Также в рамках снижения нагрузки на действующий коллектор от строительства здания

церкви были возведены железобетонные сваи с обсадными трубами $\varnothing 800$ мм и с заделкой их концов на глубину 30 м, которые призваны обеспечить допустимые деформации коллектора передачей нагрузки от воссоздаваемой церкви на малосжимаемые грунты основания, залегающие ниже коллектора.

В связи с невозможностью вскрытия дневной поверхности для создания защитного экрана была выбрана закрытая технология проходки, предусматривающая продавливание секций трубы с помощью гидравлического домкратного оборудования. Для этих целей со стороны западного и восточного фасадов восстанавливаемого сооружения были возведены стартовый и финишный котлованы с шпунтовым креплением стенок (рисунок 3.12).

В процессе сооружения разгружающей конструкции были выявлены существенные недостатки принятых проектных решений, в связи, с чем было принято решение о приостановлении работ и доработке проекта.

Для оперативного анализа состояния конструкций канализационного коллектора и вмещающего грунтового массива была привлечена кафедра «Тоннели и метрополитены» ПГУПС Императора Александра I, которая в течение 2017-2019 гг. выполнила исследовательскую работу в соответствии с программой мониторинга технического состояния обделки коллектора. Для обеспечения сохранности коллектора с возможностью оперативной корректировки производства работ специалистами кафедры была организована работа комплексной системы наблюдений, в состав которой вошли сети геотехнического оборудования, предназначенного для выполнения геодезического и автоматизированного контроля технического состояния коллектора.

При производстве работ кафедрой «Тоннели и метрополитены» была выполнена обработка материалов обследования технического состояния коллектора, организован мониторинг технического состояния коллектора, а для анализов результатов наблюдений была создана математическая модель существующего коллектора. Данная математическая модель позволила оперативно оценить влияние деформаций на напряженно-деформированное состояние обделки коллектора.

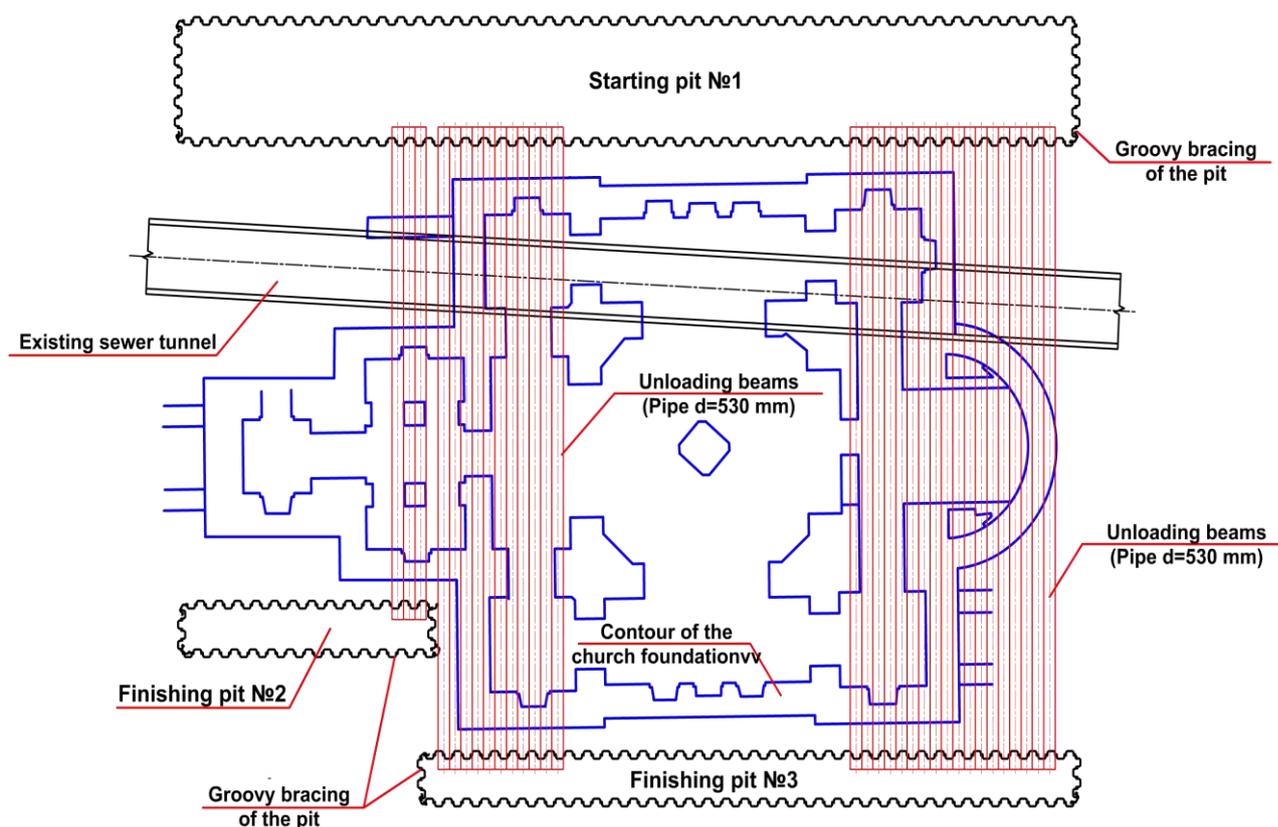


Рисунок 3.12 – Схема расположения усиливающих балок под фундаментом храма

В процессе реализации геотехнического мониторинга в начале работ были определены предпочтительные зоны расположения регистрирующих технических устройств посредством геолокации в разных сечениях. Это позволило уточнить параметры обделки существующего коллектора, а также определить состояние окружающего грунтового массива.

Дальнейший этап мониторинга включил натурную оценку состояния коллекторного тоннеля, в рамках которого были установлены геодезические марки для наблюдения за осадками грунтового массива и фундамента храма. Для этого была разработана система геодезических реперов, закрепленных на трубах усиления, продавленных под фундаментом храма (рисунок 3.13).

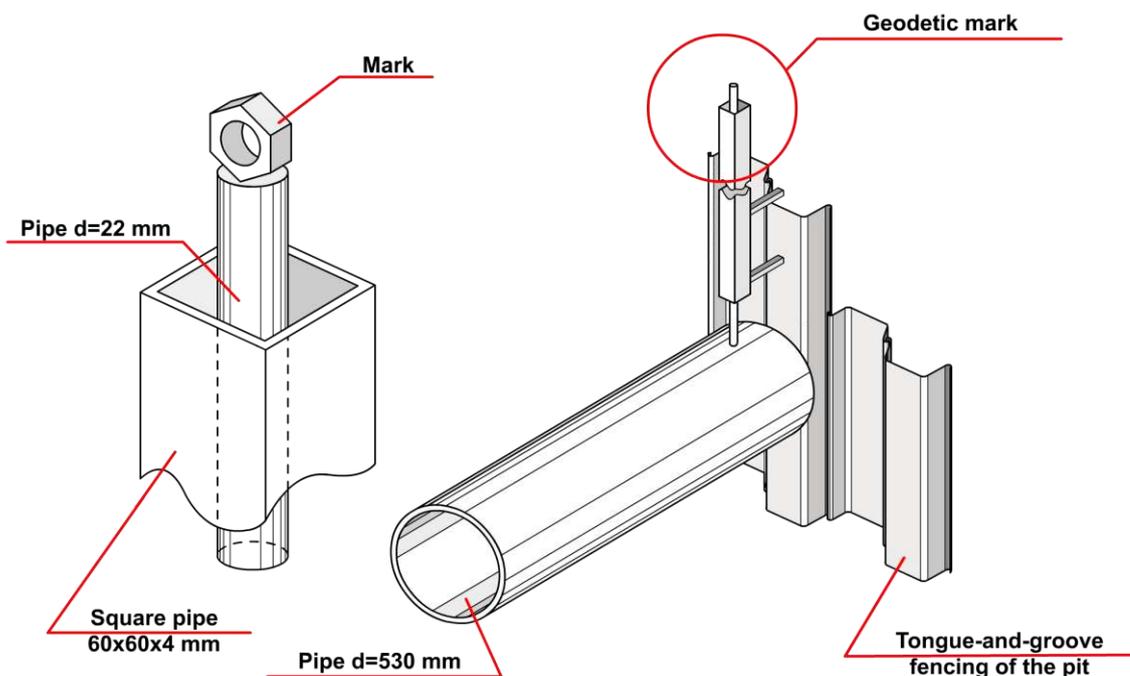


Рисунок 3.13 – Схема геодезической марки

В результате анализа данных, полученных в ходе наблюдения за геодезическими марками, были получены графики осадок грунтового массива и фундамента храма (рисунок 3.14)

Таким образом, в ходе наблюдений с декабря 2017 по декабрь 2019 года было определено, что осадки грунта в зоне имели двухэтапную картину, связанную с принятой технологией устройства свайного основания при воссоздании церкви. Максимальные осадки марок в пределах стартовых и финишных котлованов составили -19,5 мм, осадки в алтарной зоне восстанавливаемого храма - 32,4 мм. Дальнейшие работы были сосредоточены на определении пустот за обделкой методом ультразвуковой томографии, а также монтаж системы тензометрических датчиков линейного смещения, установленных в сводовой части подземного сооружения и позволяющих осуществлять мониторинг состояния обделки с выводом информации на поверхность (рисунок 3.15). Однако в связи с нестабильным режимом вентиляции в условиях действующего канализационного коллектора выполнить работы по монтажу датчиков внутри тоннели оказалось технически нереализуемо.

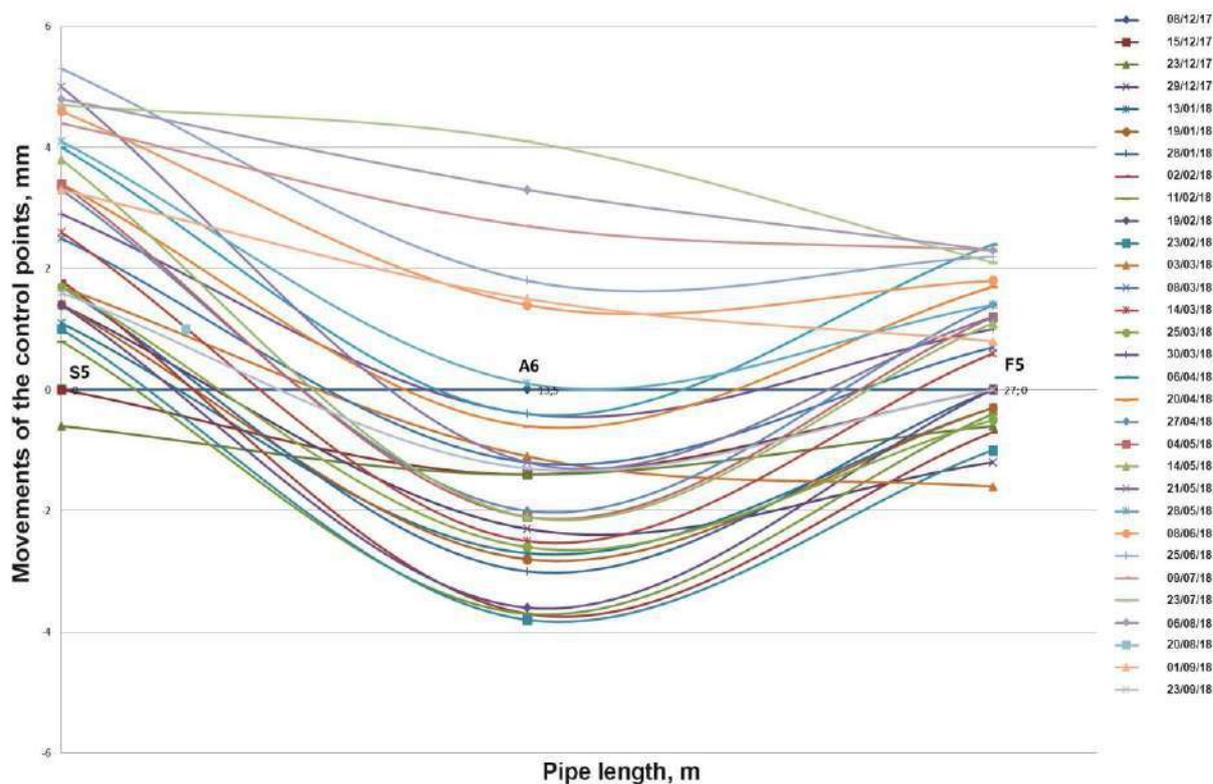


Рисунок 3.14 – График смещений контрольных точек геодезических марок

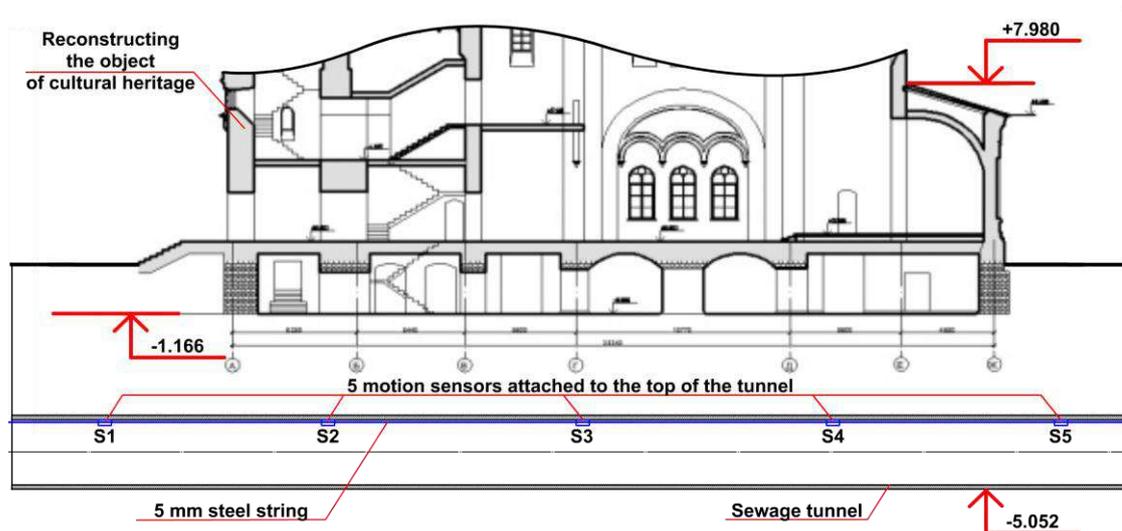


Рисунок 3.15 – Схема установки датчиков линейного смещения внутри коллектора

В целях оперативного определения деформаций грунтового массива вблизи коллектора были забурены шесть инклинометрических скважин на расстоя-

нии 1 метра от тоннельной обделки в зоне строительных работ, включая четыре в пределах алтарной части храма.

Для сбора максимально объективных показателей деформации измерительные инклинометрические скважины были размещены попарно вдоль оси коллектора вблизи колонн церкви, где ожидалась наибольшая нагрузка (рисунок 8).

За период проведения исследований максимальные перемещения были выявлены на инклинометрической скважине №4 и составили: 3 мм на глубине 5...6 м по оси X от коллектора и 4 мм на глубине 5...6 м по оси Y от коллектора.

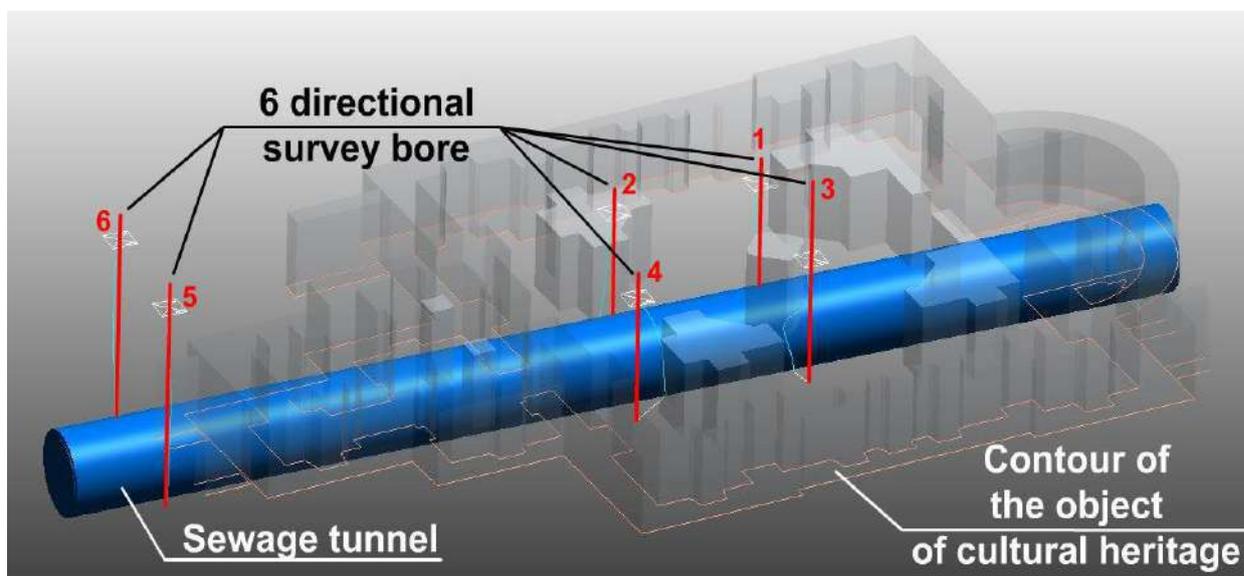


Рисунок 3.16 - Схема установки инклинометров

На основании данных инклинометрии и геодезических марок для оперативного анализа напряженно-деформированного состояния обделки коллектора было выполнено математическое моделирование в программном комплексе Plaxis, в рамках которого была поставлена задача в плоской постановке в рамках метода конечных элементов (МКЭ) (рисунок 3.17).

С учетом области влияния строительства на тоннель коллектора для расчета был определен фрагмент грунтового массива в соответствии с задачей по определению зависимости между прогибами труб с грунтовыми марками и

напряжениями в обделке, которые позволили дать картину деформаций грунта и обделки (рисунок 3.18), а также разработать критерии оценки проводимых строительно-монтажных работ в рамках воссоздания наземного объекта.

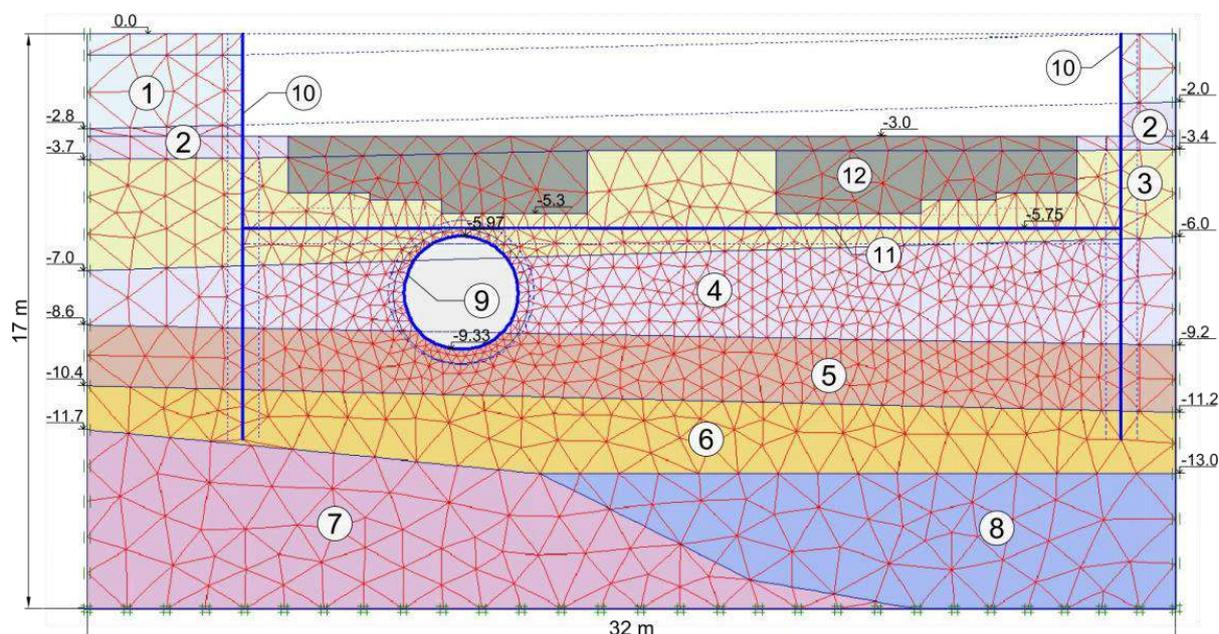


Рисунок 3.17 – Принятая расчетная схема, где: 1 – насыпные грунты: супеси пластичные; 2 – пески пылеватые; 3 – суглинки текучепластичные; 4 – суглинки ленточные текучие; 5 – суглинки ленточные текучие; 6 – суглинки слоистые текучепластичные; 7 – супеси пластичные; 8 – суглинки полутвердые; 9 – обделка коллектора; 10 – шпунтовое ограждение; 11 – труба Ø530 мм; 12 – существующий фундамент церкви

Таким образом, проведенный комплекс натурных исследований позволил выявить показатели напряженно-деформированного состояния обделки коллекторного тоннеля на различных стадиях возведения объекта культурного наследия. Анализ полученных результатов позволил установить, что негативное влияние на обделку канализационного коллектора благодаря принятой технологии усиления фундамента было сведено к минимуму. Но поскольку на сегодняшний день наметилась позитивная тенденция воссоздания объектов культурного наследия, попадающих в охранную зону тоннелей водоотводящей сети в Санкт-Петербурге, остаётся актуальной задача разработки методики оперативной диа-

гностики напряженно-деформированного состояния обделок тоннельных сооружений в условиях их особенного режима эксплуатации, связанного с суточным и сезонным колебаниями уровня сточных вод, а также с повышенной загазованностью внутреннего пространства.

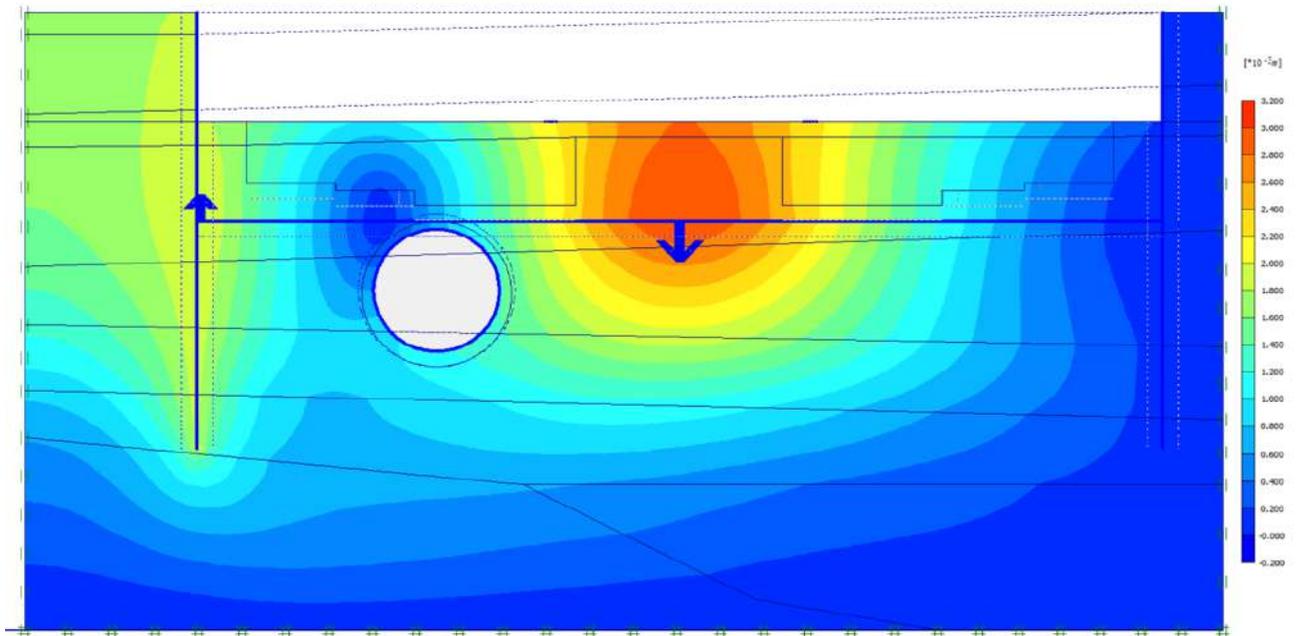


Рисунок 3.18 – Картина деформаций по данным геодезического мониторинга

Эти факторы в ряде случаев не позволяют проводить наблюдения непосредственно внутри подземного объекта, что в свою очередь снижает объективность оценки истинного состояния сооружения, особенно при пространственной работе конструкции, когда максимальные растягивающие усилия возникают в лотковой зоне, скрытой от визуального и инструментального контроля. Необходимо также отметить, что указанные усилия в процессе эксплуатации коллектора могут вызывать появление дефектов целостности обделки, негативным последствием которых могут стать утечки воды в заобделочное пространство, что может повлечь за собой последующее разбухание грунтов и привести к дополнительным осадкам в период длительной эксплуатации.

Исходя из этого, задачей дальнейшего совершенствования методики оценки напряженно-деформированного состояния обделки канализационных

коллекторов с точки зрения повышения объективности является анализ на основе результатов математического моделирования в объемной постановке задачи.

3.4. Прогнозирование формы вывала грунта из круглого забоя при проведении тоннеля в протерозойских глинах

На данный момент остро стоит вопрос верификации результатов расчетов программ МКЭ и натуральных измерений или наблюдений.

Существует много моделей грунта, программных комплексов, методик испытания грунта.

Вместе с тем, не хватает необходимого объема натуральных измерений и верификационных расчётов, которые связывали бы теоретические исследования с практическими наблюдениями.

Поэтому производилось математическое моделирование возможной формы вывала грунта из кругового забоя применительно к твердым глинам.

Физико-механические характеристики глин представлены в таблице 3.1 и описаны в задаче моделью Кулона-Мора.

Расстояние от поверхности до оси выработки – 85 м. Диаметр выработки 10 м. Размеры расчётной области по горизонтали составляют 2 диаметра выработки.

Впереди забоя – 40 м. Объемный вес грунтов $\gamma = 21 \text{ кН/м}^3$.

Таблица 3.1 – Физико-механические характеристики грунтов

Глубина слоя, м	Угол внутреннего трения, град	Сцепление, кПа	Модуль деформации, МПа	Прочность на разрыв, МПа
0-70	25	10	28	0
70-100	22	150	150	0

Необходимо определить потенциально опасные области массива грунта с точки зрения вывалов. Что бы определить последовательность возникновения пластических точек со временем, выполнено два численных эксперимента. Первое исследование – моделировалась торцевая плита в тоннеле, жесткость которой на каждом шаге уменьшалась.

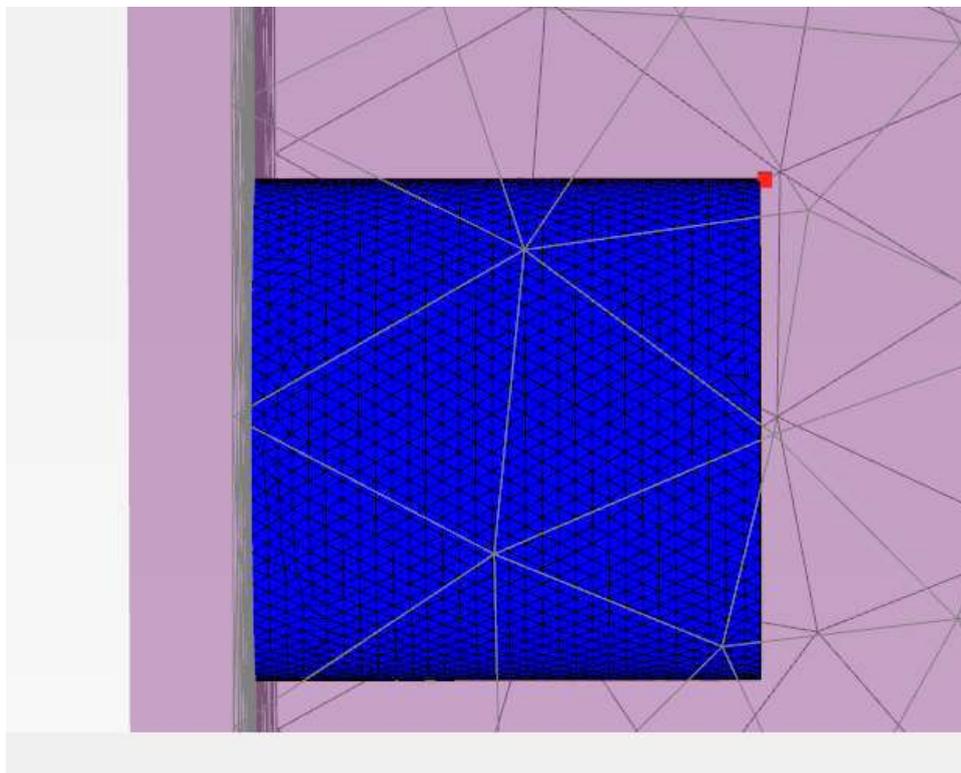


Рисунок 3.19 – Пластические точки массива при модуле упругости материала плиты $32,5 \cdot 10^6$ кПа и толщине $d = 1$

Второе исследование – вес грунта в массиве постепенно увеличивался. Красным цветом показаны области пластических деформаций от сдвига. Белым цветом показаны области пластических деформаций от растяжения. Для первого случая результаты показаны на рисунках 3.19 – 3.22. Для второго случая результаты проанализированы, даны примерные размеры вывалов и области пластического течения грунта на рисунках 3.23 – 3.31. Условно принято, что область пластических деформаций – это область, из которой наиболее вероятен вывал, так как хрупкое разрушение грунта следует после пластических деформаций при достижении определённых смещений.

При толщине бетонной плиты в 1 м в массиве появилась первая пластическая точка в верхней части лба забоя. Как известно, углы являются местами бесконечно больших напряжений при расчёте по теории упругости. В МКЭ это эффект часто стараются сгладить, проводя осреднения и немного смещая точки определения напряжений от углов конечного элемента.

Область пластических деформаций по форме похожа на свод обрушения, расположенный с торца выработки. Данный механизм обрушения, вероятно, развивается при определенной поддерживающей конструкции со стороны забоя.

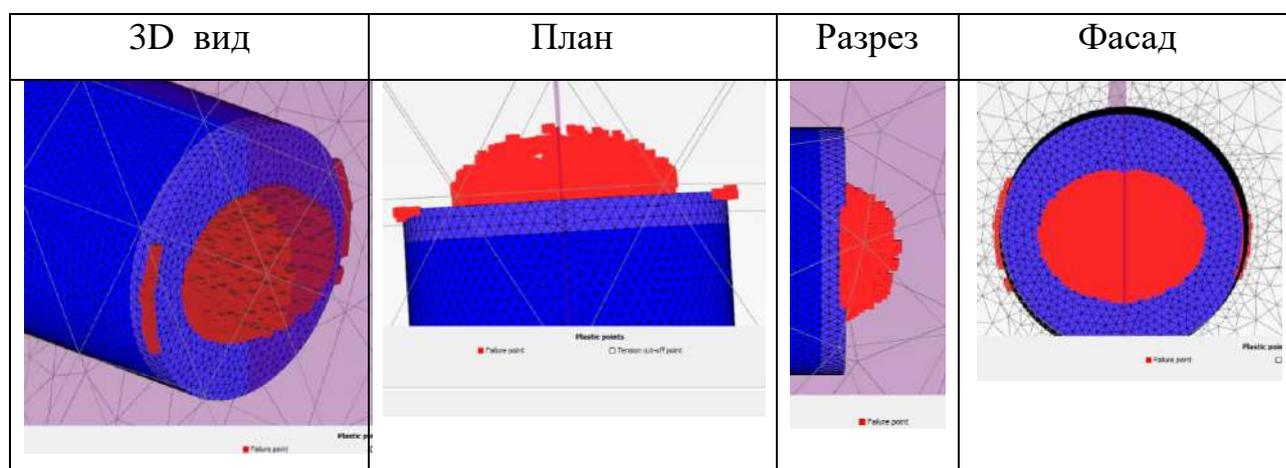


Рисунок 3.20 – Пластические точки массива при жесткости торцевой при модуле упругости материала плиты $32,5 \cdot 10^6$ кПа и толщине $d = 0,5$ м

Область вывала впереди забоя с размерами: $x \times y \times z = 2 \times 7 \times 5$ м, в форме эллипса.

Также выполнено моделирование при постепенном увеличении веса грунтового массива. При 5 % образуются трещины растяжения, в модели это связано с отсутствием прочности протерозойских глин на разрыв. В литературе упоминается, что прочность протерозойских глин на разрыв составляет 0,3 МПа. Однако вследствие хрупкого разрушения глин на разрыв, R_t принимают равным нулю в большинстве геотехнических расчётов.

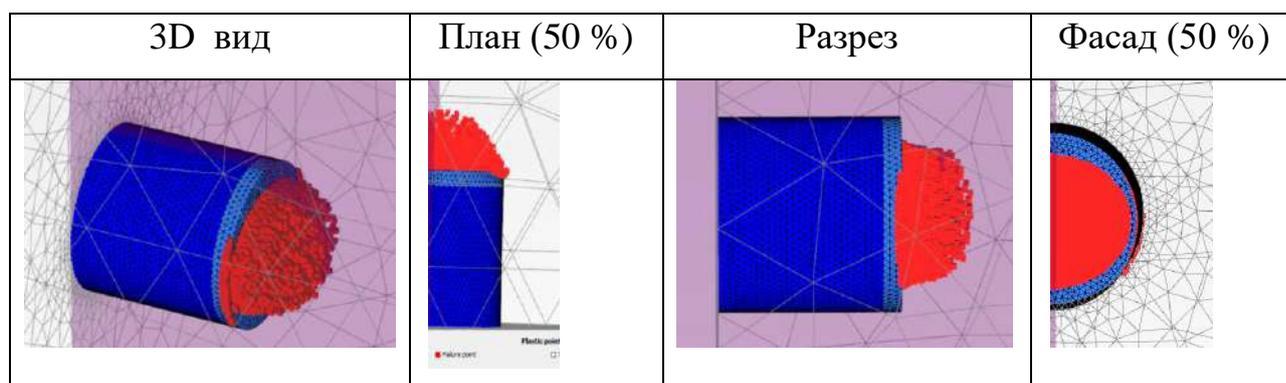


Рисунок 3.21 – Пластические точки массива при модуле упругости материала плиты $32,5 \cdot 10^6$ кПа и толщине $d = 0,3$ м

Область вывала впереди забоя с размерами: $x \times y \times z = 5 \times 10 \times 7$ м.

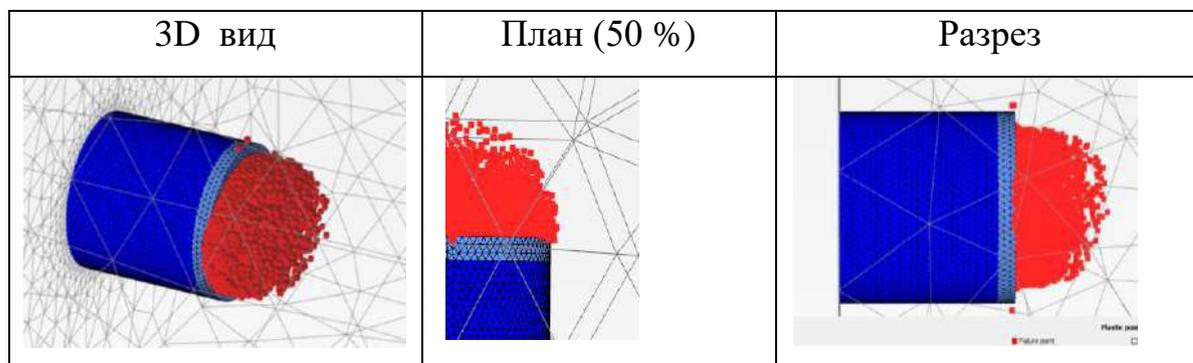


Рисунок 3.22 – Пластические точки массива при модуле упругости материала плиты $10 \cdot 10^6$ кПа и толщине $d = 0,2$ м

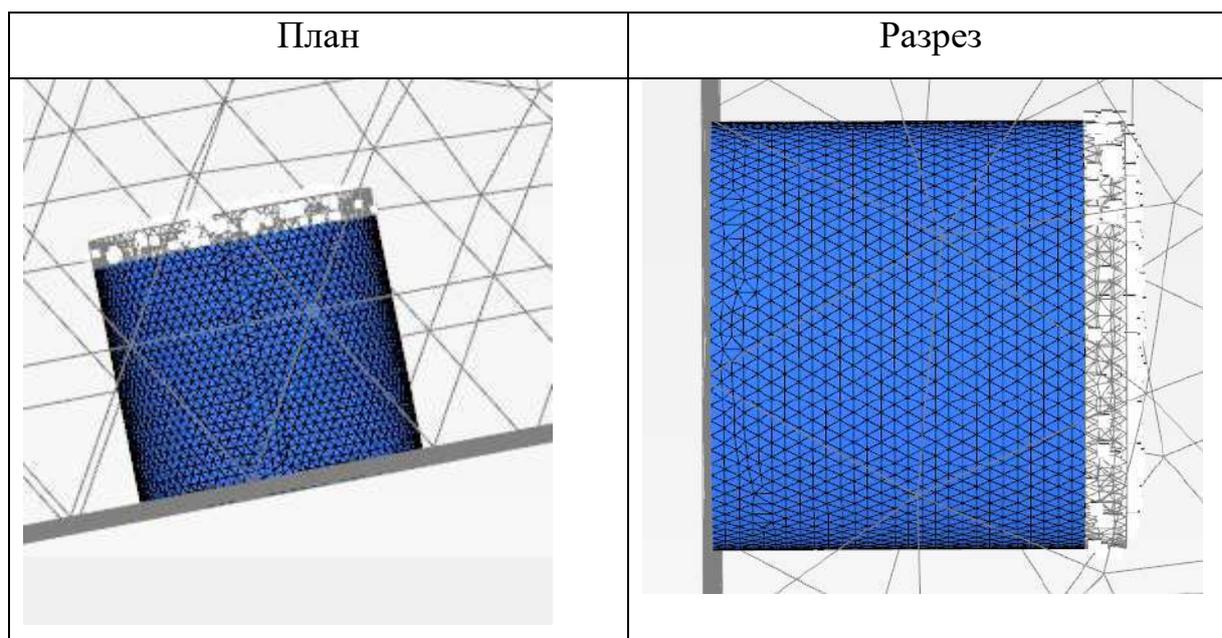


Рисунок 3.23 – Расчет при 5 % объемного веса. Присутствуют пластические точки, в которых достигнут предел прочности на растяжение

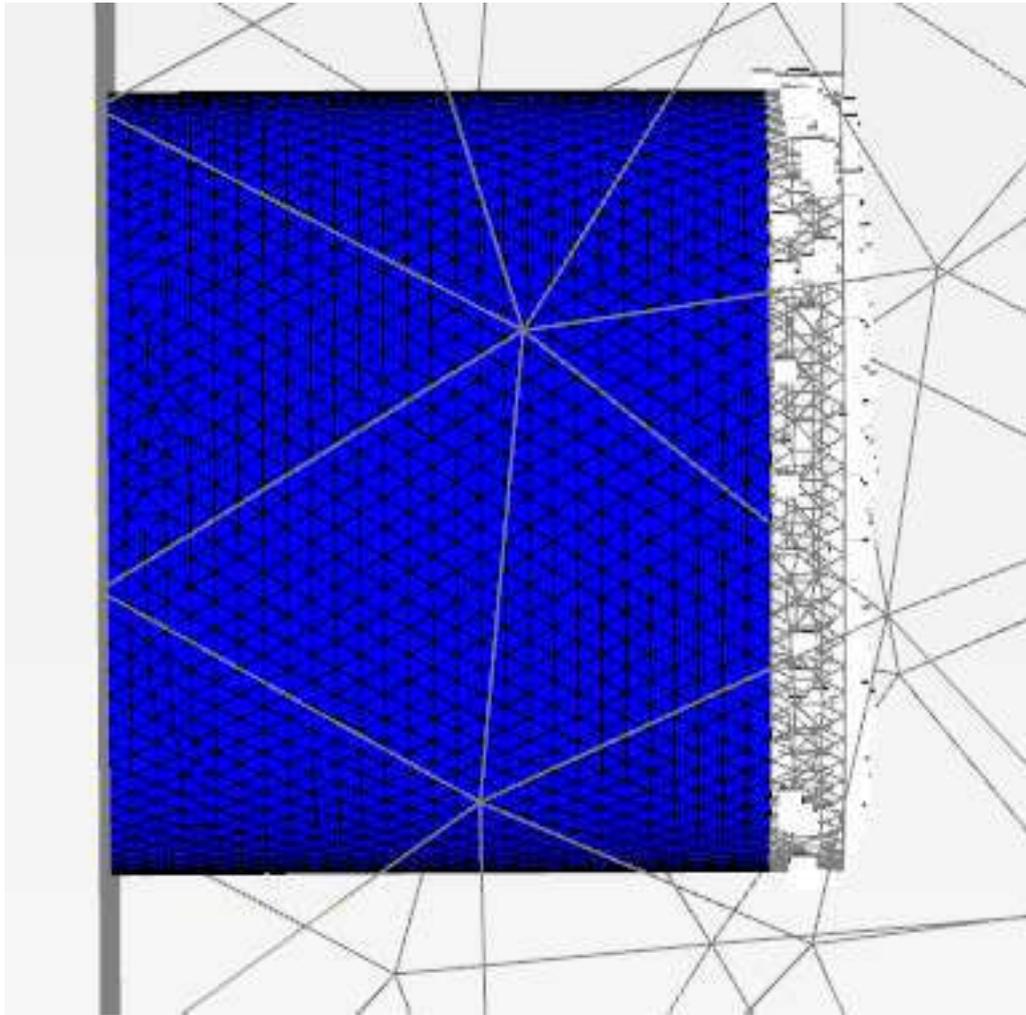


Рисунок 3.24 – Расчёт с 10 % веса грунта. Пластические точки разрыва

3D вид	План	Разрез	Верхний участок укрупнено

Рисунок 3.25 – Расчет с 25 % веса грунта. Пластические точки

Образуются только области разрыва грунта. Началось разрушение по касательным напряжениям. На рисунке 3.21 произведено суммирование графическим способом двух самых опасных вывалов. Происходит разрушение грунта на глубину порядка 1 м. Угол наклона – примерно 30 градусов.

В месте установки марчеван откалывается примерно 0,5 м грунта. В практике строительства Петербургского метрополитена выдавливания со стороны лотка наблюдалась только при выработках, больших сечений (односводчатые станции). Пластическая зона в лотке выработки не будет представлять опасность для жизни и останется незамеченной.

Область, под углом 30...45 градусов, поддерживаемая марчеванами, остается без изменений, растет свод обрушения.

Причём свод обрушения образуется в форме клина, под углом 45 градусов. Длина купола обрушения составила порядка 5м.

Форма близка к параболе, что представляет сходство со сводом обрушения, или идеальной формой арки на распределенную нагрузку. Суммарный вывал является суммой плоскостей скольжения всех возможных вывалов. Возможные варианты форм вывалов представлены на рисунке 3.31. Первая форма вывала близка по форме к параболе. Вторая форма вывала чаще встречаются на практике (рисунок 3.32).

Под действием гравитации вывал 2-4 разовьется в сторону выработки. Вообще, форма плоскости скольжения еще определяется дилатансионной моделью. Так, некоторым трещинам нужно больше пространства для образования, поэтому они образуются позже.

Интересно, что в плане форма напоминает купол, а в разрезе – криволинейную поверхность. Происходит постепенное разрушение грунта с выходом вывала в более слабые грунты.

Форма вывала в плане отличается от формы в профиле вследствие влияния границы грунтов и разных напряжений по вертикали и горизонтали в массиве. Линии скольжения устремляются вверх и вниз.

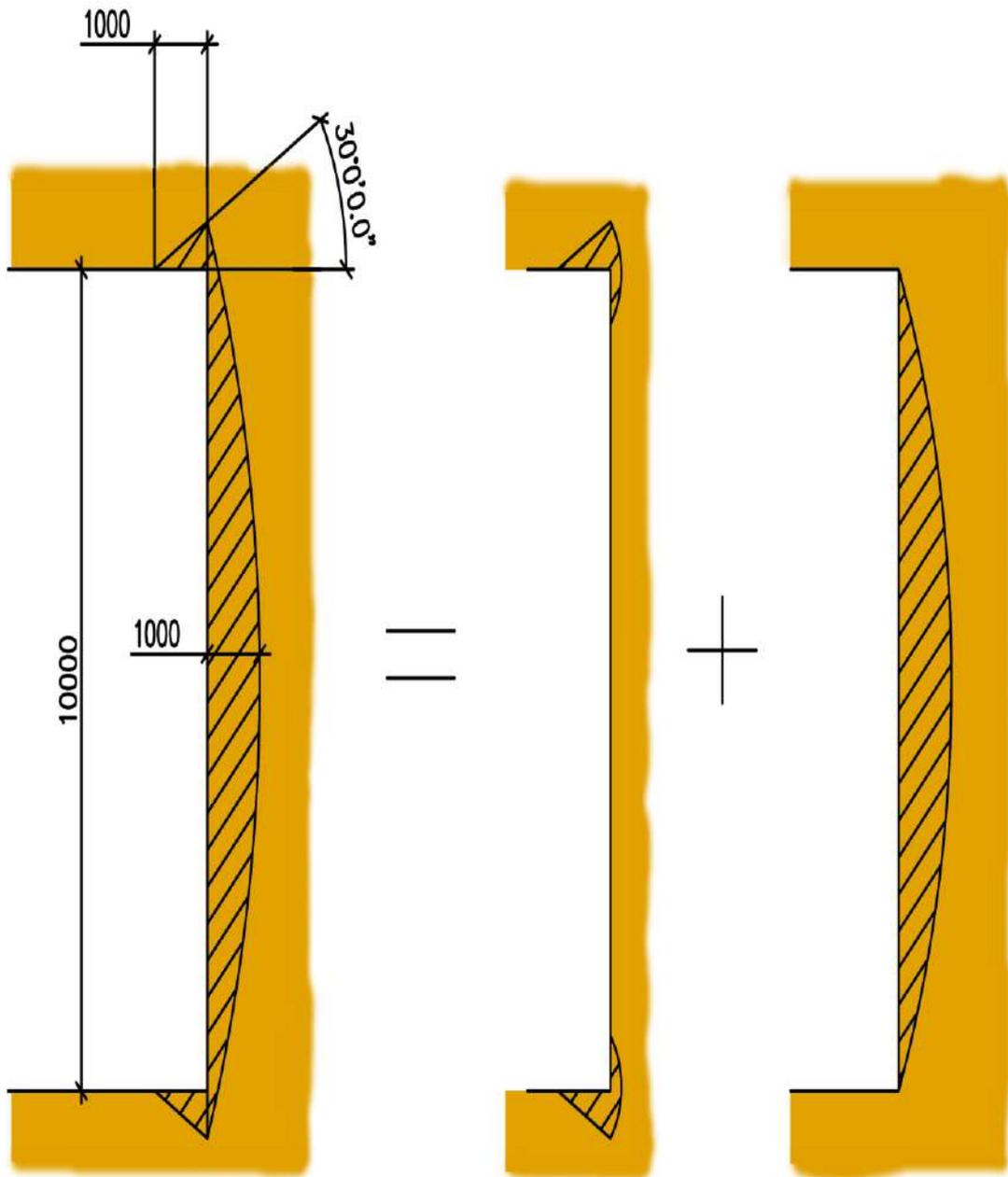


Рисунок 3.26 – Примерная область разрушенного грунта

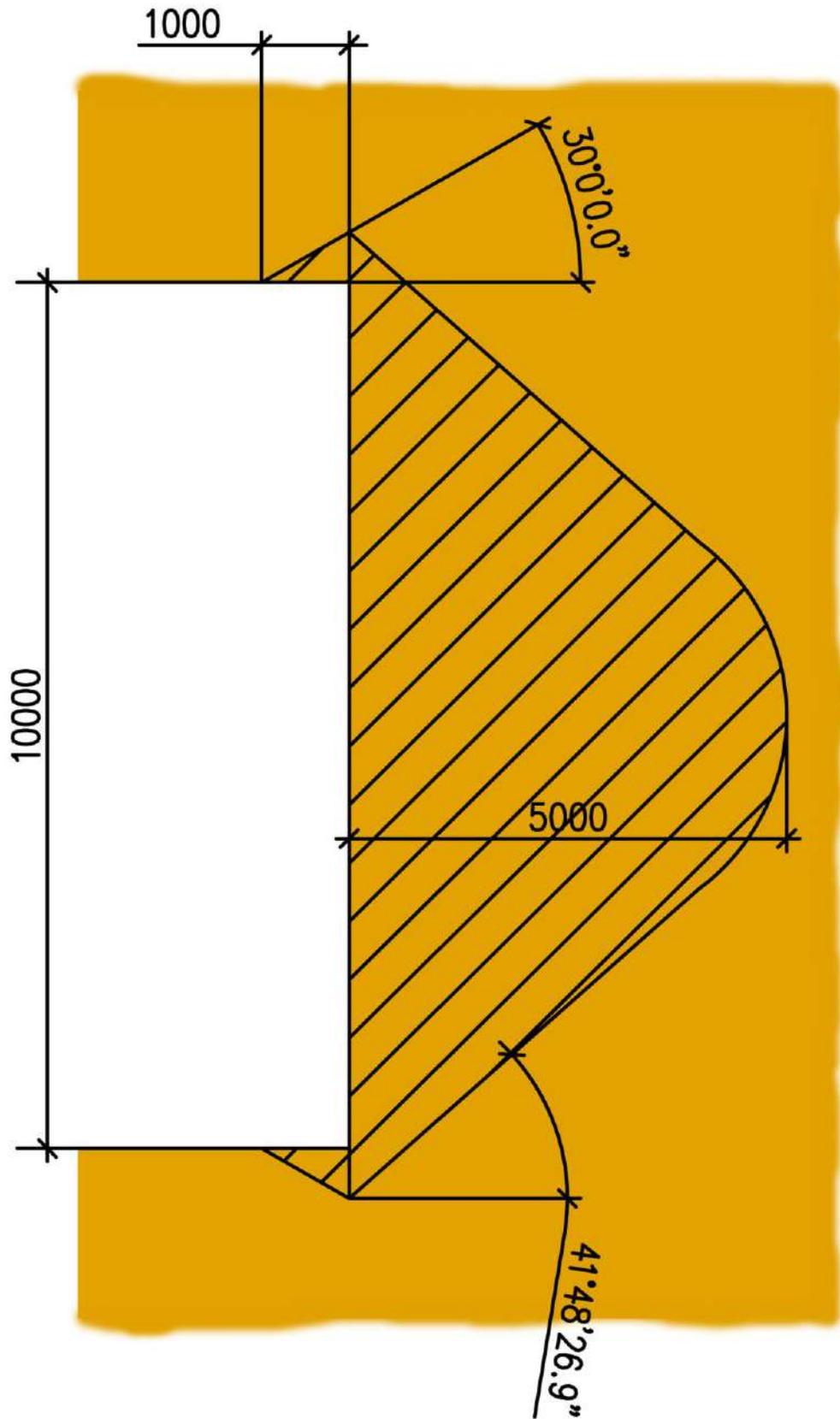


Рисунок 3.27 – Примерная область разрушенного грунта с размерами

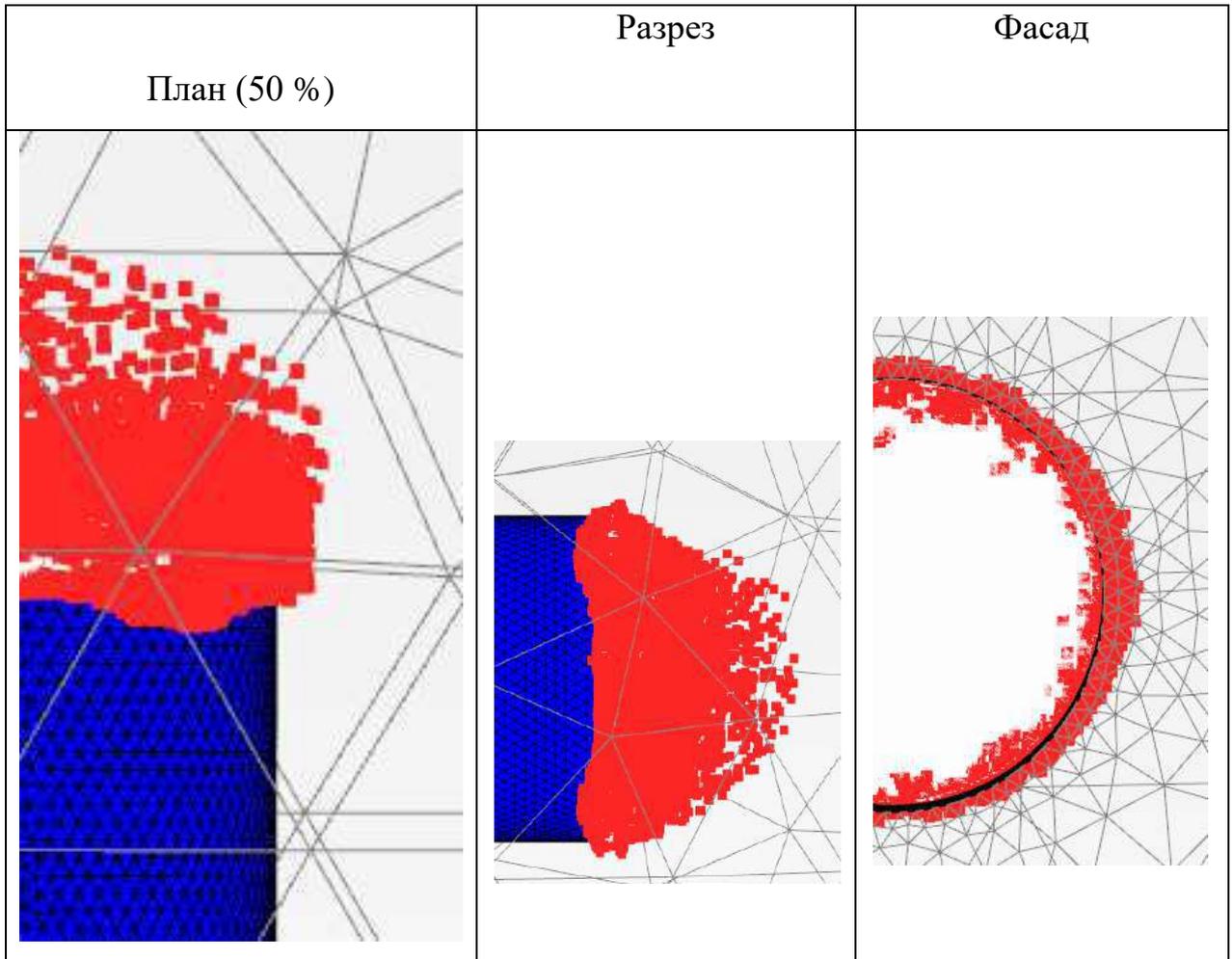


Рисунок 3.28 – Расчет с 50 % веса грунта

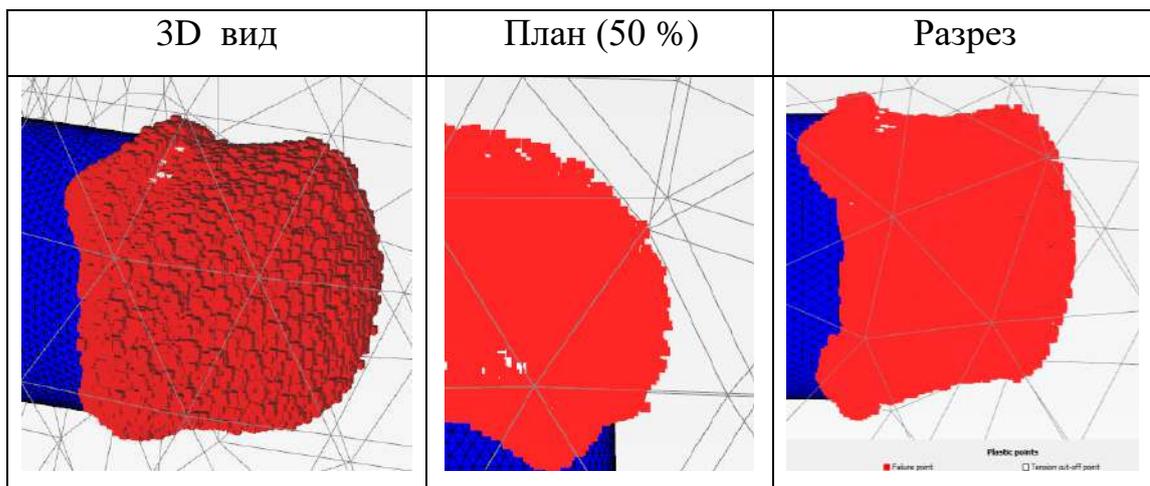


Рисунок 3.29 – Расчет с 100 % веса грунта

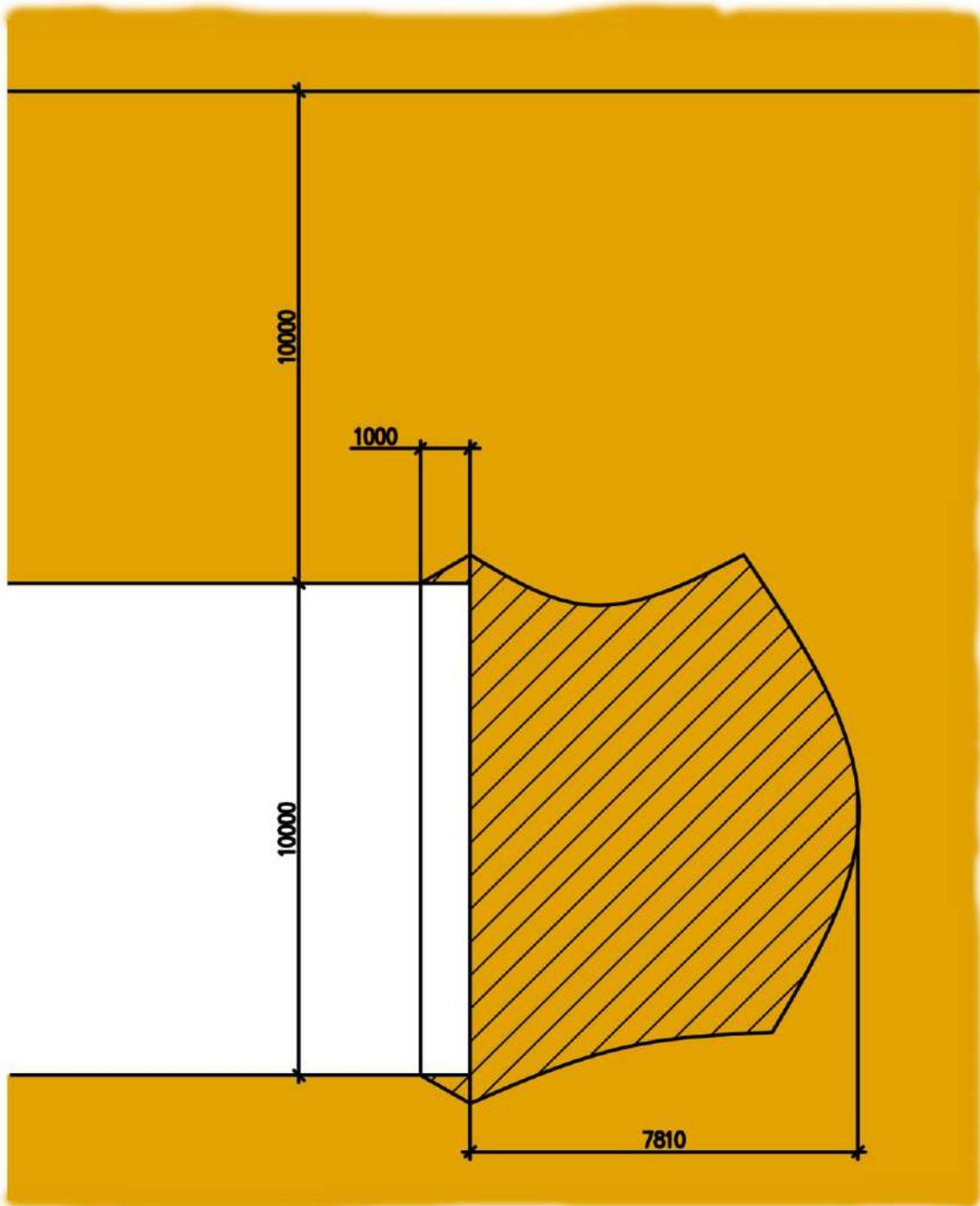


Рисунок 3.30 – Область разрушения грунта с размерами

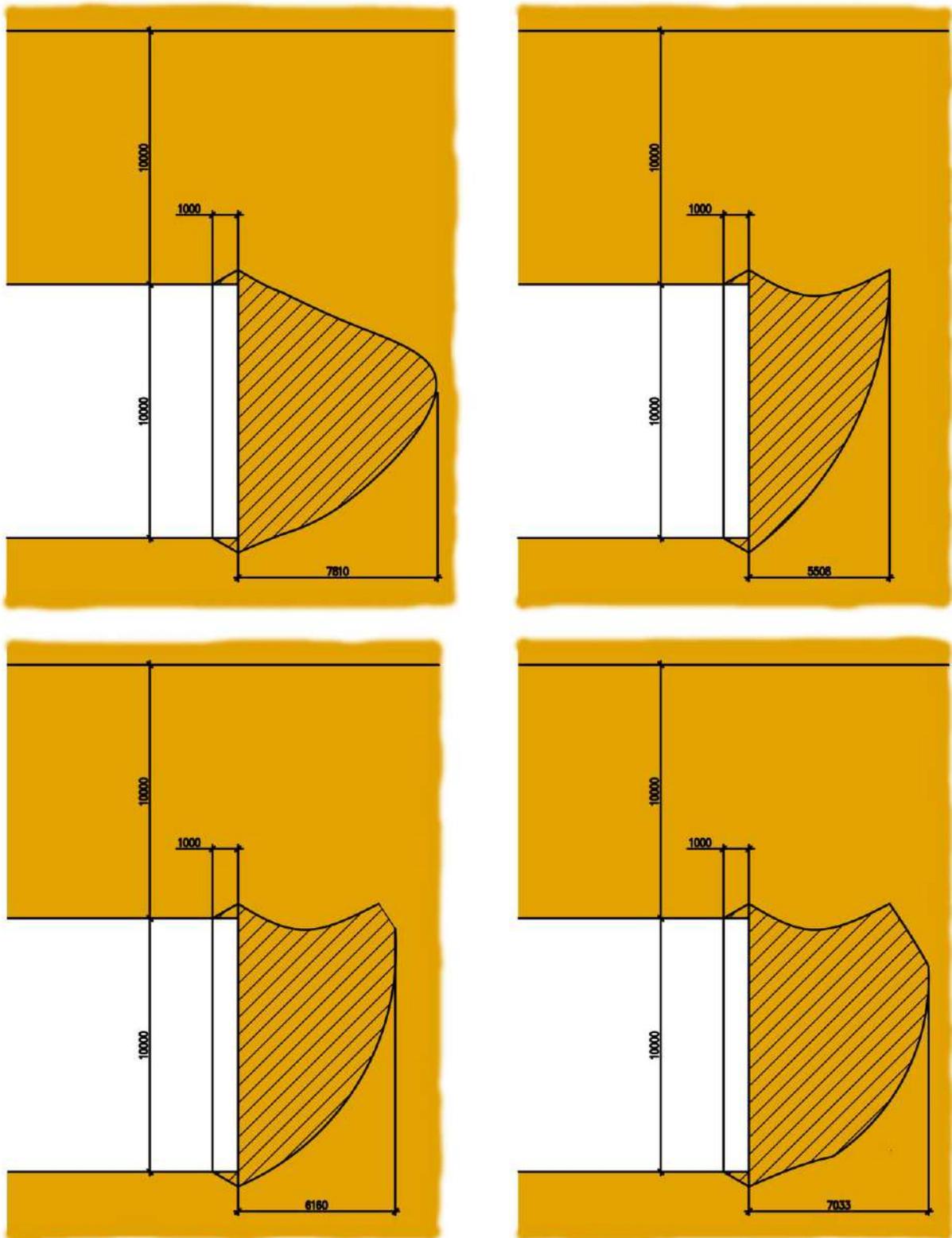


Рисунок 3.31 – Варианты развития плоскостей скольжения

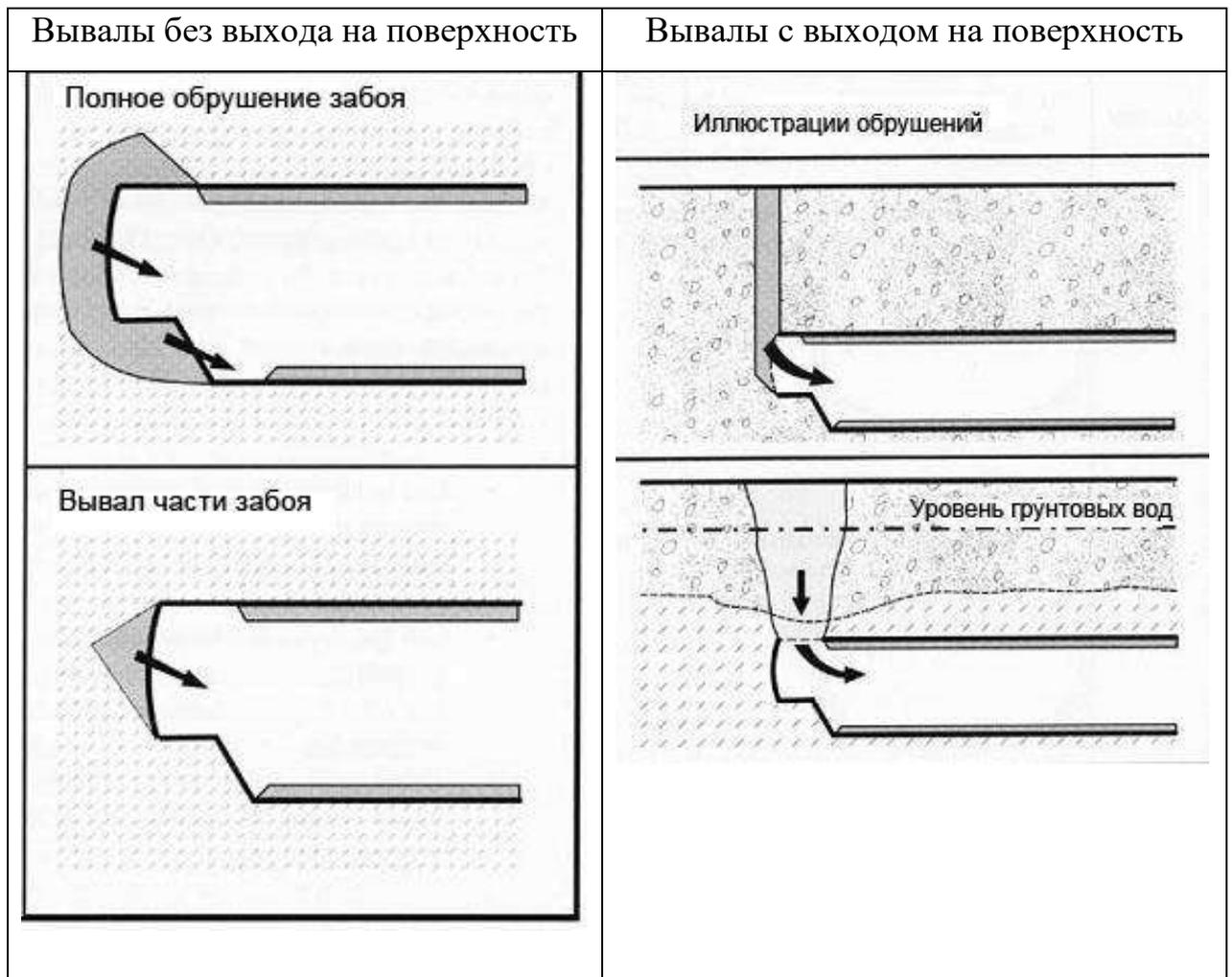


Рисунок 3.32 – Формы вывалов из книги *Safety of New Austrian Tunneling Method*, полученные по натурным данным

В результате моделирования забоя и постепенного увеличения его веса мы увидели процессы, которые происходят на практике.

Сначала падение отдельных нарушенных кусков, от которых защищаются марчеванами и забиркой из досок лба забоя. Затем пластические точки возникают над поверхностью марчеван приблизительно на 0,5 м в высоту и простираются на 1 м вглубь массива. При закреплении груди забоя слабыми плитными конструкциями вывал преимущественно происходит в средней части в форме эллипса.

Выводы

1. Опыты подтвердили, что при небольших напряжениях и кратковременном воздействии для бетона характерна упругая деформация. Модуль упругости бетона возрастает при увеличении прочности и зависит от пористости. Увеличение пористости бетона сопровождается снижением модуля упругости.

2. Таким образом, обоснованы математические модели движения и уравнения равновесия.

3. Снижение деформаций грунтового массива при строительстве тоннелей большого сечения особенно актуально в крупных городах, в условиях плотной городской застройки. Снижение деформаций грунтового массива осложняется тем, что часть из них проходит в пространстве перед выработкой. По некоторым данным, в плотных глинах 40 % вертикальных осадок дневной поверхности происходит впереди груди забоя тоннеля.

5. С учётом особенностей математического моделирования грунтового массива и соотнесения модели пластического деформирования Мора-Кулона с фактическим поведением грунта в массиве, принятого на основе опыта проектирования и проходки выработок в протерозойских глинах, обосновано предположение, что разрушение грунта в забое будет проходить в области наибольшего накопления точек пластических деформаций.

6. На основании предположения о «хрупком» поведении протерозойских глин, разрушение грунта в области накопления наибольшего числа точек пластических деформаций будет приводить к образованию трещин и последующему отделению разрушенного целика грунта от массива, что, скорее всего, приведёт к дополнительным деформациям.

ГЛАВА 4. ГЕОТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ МЕТОДЫ ОБЕСПЕЧЕНИЯ УСТОЙЧИВОСТИ ЗАБОЕВ ТОННЕЛЕЙ В ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ САНКТ-ПЕТЕРБУРГА

4.1. Технологические методы снижения деформаций грунтового массива и повышения устойчивости забоя

По мере роста и развития крупных городов на территории России все более актуальным становится вопрос развития способов освоения подземного пространства. Города развиваются интенсивно не только в горизонтальном направлении, но иногда даже более активно в вертикальном направлении, вверх и вниз. Стоимость земли в центральных районах городов из-за развивающейся торговли и предпринимательской деятельности растет очень быстро. В связи с этим, и благодаря развивающимся строительным технологиям и накоплению опыта применения современных технологий строительства, застройщики всё чаще отдают предпочтение высотным зданиям с развитой подземной инфраструктурой, к которой относятся технические помещения, складские помещения, подземные паркинги. Плотность городской застройки с каждым годом увеличивается.

Неизбежно возникает ситуация, когда необходимо возводить подземные сооружения в зонах влияния существующих или вновь возводимых зданий. Подобные ситуации задают повышенный уровень ответственности перед строителями и проектировщиками. Повышают требования к проектной документации, качеству проходческих работ. Возникают ситуации, когда безопасность окружающей городской застройки выходит на первый план, снижая приоритет экономической составляющей, побуждая принимать технические решения, которые, не смотря на большую стоимость, обеспечат больший уровень безопасности, позволят уменьшить зону влияния подземных сооружений на наземные сооружения.

В Санкт-Петербурге за последние 10 лет возведено и сдано в эксплуатацию 9 станций метрополитена. Они и представляют наибольший интерес с точки зрения осадок, закрепления выработок большого сечения.

Перегонные тоннели сооружаются преимущественно способом щитовой проходки. Обделка сооружается с обжатием на породу, быстро включается в работу. Несмотря на то, что обделка является довольно деформативной, за счет плотного контакта и последующего нагнетания бетона удается уменьшить влияние проходки выработки на дневную поверхность. Грудь забоя при щитовой проходке разрабатывается роторным рабочим органом. В некоторой степени, ротор оказывает давление на грудь забоя, хотя бы потому, что должен быть прижат к нему для разработки грунта. Следовательно, в данном случае присутствует небольшое активное давление на забой. Все перечисленное уменьшает осадки от строительства перегонов, делает их несущественными. В среднем осадки над перегонными не превышают 1 см.

Подходные выработки сооружаются вручную. Начиная с определенных диаметров, используют тубингоукладчики. Использование сборочной обделки позволяет включить кольцо в работу довольно быстро и уменьшить опасность нарушения целостности грунтового массива в сводовой части выработки. Так, первое кольцо отстает от забоя в среднем, на 1 м. Можно считать, что второе и третье кольцо обделки имеет плотный контакт с грунтом за счет заполнения пустот за обделкой раствором первичного нагнетания. Конечно, следует учесть время твердения раствора [96 – 100].

Грудь забоя крепят горизонтальными трубами с затяжкой из досок в шахматном порядке. Трубы вставляют в пазы в грунте, расклинивают их. Как правило, такая конструкция защищает от вывалов. Жесткость данной конструкции мала по следующим причинам. Сложно прижать трубы и доски к грунту. За счет большого сечения выработки изгибной жесткости трубы недостаточно для восприятия большой горизонтальной нагрузки (рисунок 4.1). Пороговая несущая способность, как правило, соответствует объему вывала.

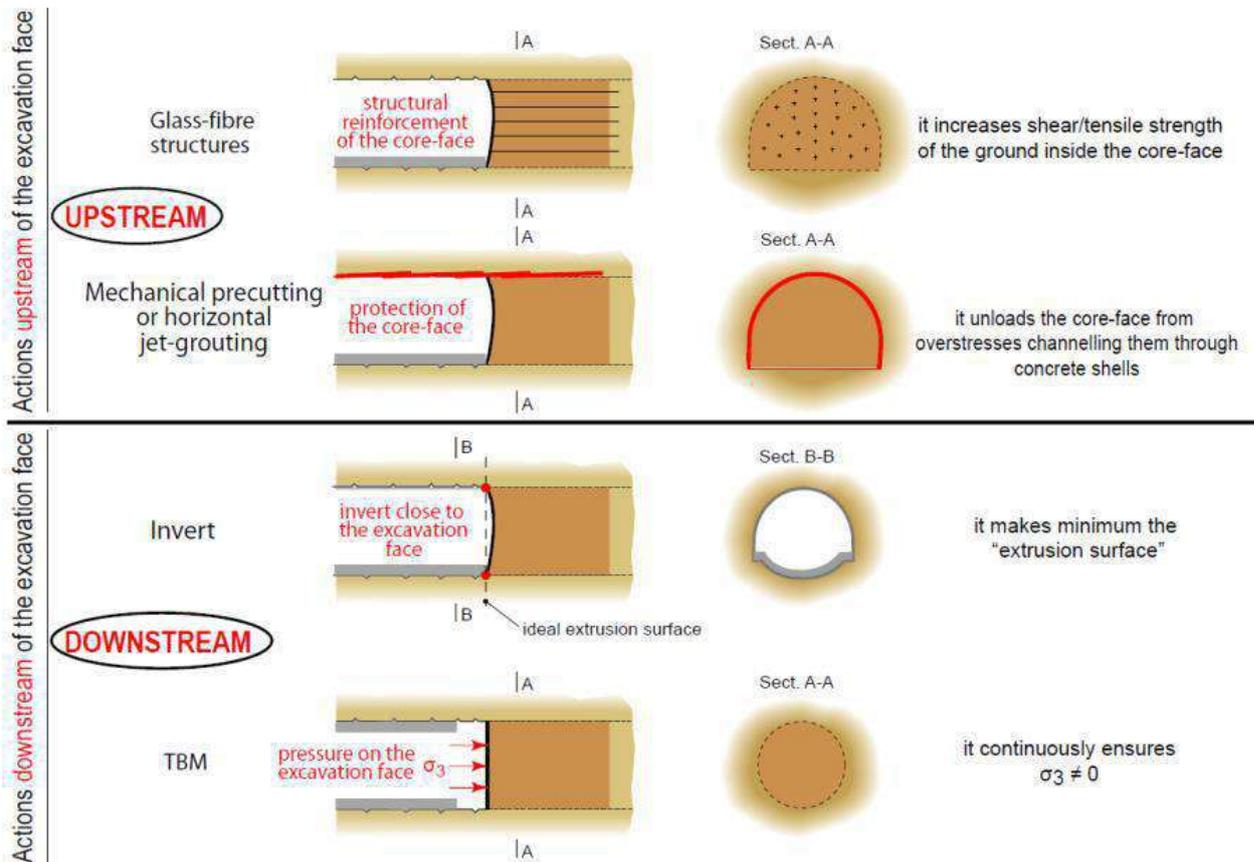


Рисунок 4.1 – Методы повышения устойчивости забоя: анкеры, опережающая крепь, полукруглая форма забоя, активное давление на забой

Вообще, данная конструкция служит больше для безопасности осуществления проходческих работ. Если рассмотреть возможность использования комбайнов, то наличие малых вывалов с груди забоя не будет представлять опасности. В случае остановки работ на длительный период, устанавливают распорки в горизонтальный диаметр, и обратный свод обделки. Вообще, следует заметить, что протерозойские глины деформируются со временем. Длительные значения геологических процессов довольно хорошо изучены. Кратковременная скорость деформации, которая приводит к росту давления на временную крепь, в зависимость от времени простоя выработки изучена мало и, в основном, эмпирически. Развитие деформаций поверхности, которая следует за деформациями груди забоя или свода, всегда отложена по времени. При больших деформациях в протерозойских грунтах происходит образование свода обрушения,

который доносит деформации до границы четвертичных глин спустя какое-то время. В четвертичных грунтах так же присутствует текучесть.

Аналогичным образом раскрываются выработки станционных комплексов диаметром до 10 м, группы камер съездов.

Требования уменьшению осадок дневной поверхности привидит нас к необходимости поиска способов укрепления грунтового массива в направлении проходки выработки. Поиска методов рационального использования опережающей крепи, кровли и лба забоя. На данный момент использование анкерной крепи, в том числе из стекловолоконной арматуры широко применяется в зарубежной практике. ADECO-RS – одна из технологий, которая применялась при проходке выработок большого сечения в аргиллитах (8-го тоннеля в Сочи).

Суть метода заключается в том, что для повышения устойчивости груди забоя ему придают вогнутое очертание с применением анкерной, крепи из фиброгласовых анкеров и нагнетания набрызгбетона на поверхность.

Набрызгбетон защищает кровлю, стены выработки от вывалов, улучшает условия работы анкерной системы за счет объединения оголовков анкеров. Следует отметить, что использование анкерной крепи в условиях тоннеля в первую очередь применялось для обеспечения его устойчивости. Осадки дневной поверхности, применительно к тоннелям, как правило, отходят на второй план. В условиях тоннеля присутствуют зоны раздробленности массива, что в полной мере оправдывает использование анкеров данном случае. Цель применения полукруглой груди забоя является в уменьшении вероятности вывалов, вызванных растягивающими напряжениями. Таким образом, при полукруглом очертании максимально эффективно используется несущая способность набрызгбетонного сечения в условиях обжатия. Получаем арку или купол, который опирается своими краями на стены и своды выработки. Недостаток такого способа в перерасходе набрызгбетона, т.к. грудь забоя нужно закреплять с определенным шагом [102–106].

Так же следующим методом повышения устойчивости выработки является использование наклонного забоя (рисунок 4.2). В этом случае трещины за-

кола развиваются под кажущимся углом внутреннего трения $45 \dots 80$ градусов, в зависимости от прочности грунта и глубины заложения, рационально предвосхитить образование трещины некоторым наклоном забоя. Таким образом, снижается способность забоя деформироваться и, как следствие, присутствует некоторое снижение деформации дневной поверхности. Ниже приведены сравнительные области развития трещин закола в плоском и наклонном забое (рисунки 4.3 и 4.4).

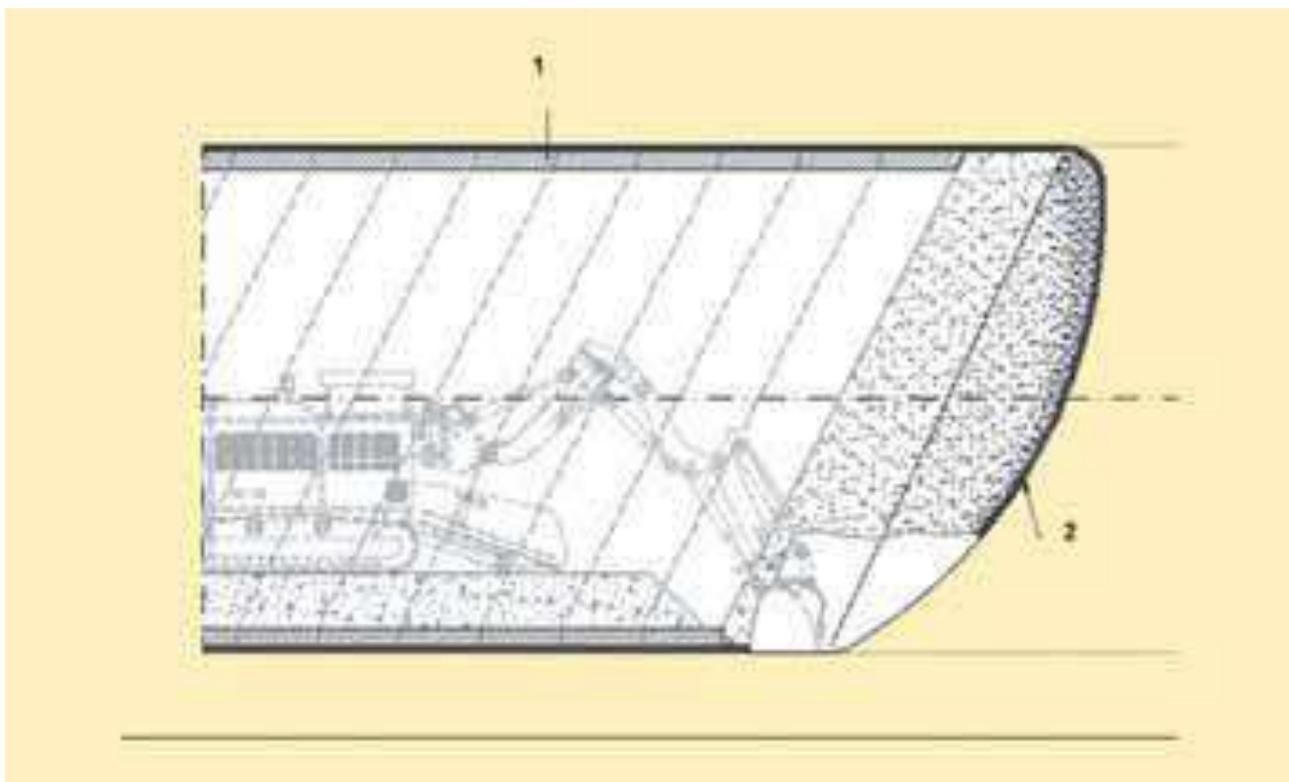


Рисунок 4.2 – Пример проходки выработки с наклонной временной крепью

Следует отметить, что в данном способе присутствует один недостаток – это необходимость возведение наклонной крепи. Проще всего такую крепь возводить набрызгбетоном. Следовательно, это ведет к необходимости изменения существующих технологических схем возведения постоянной крепи и поиску новых конструктивных решений постоянных конструкций подземных сооружений.

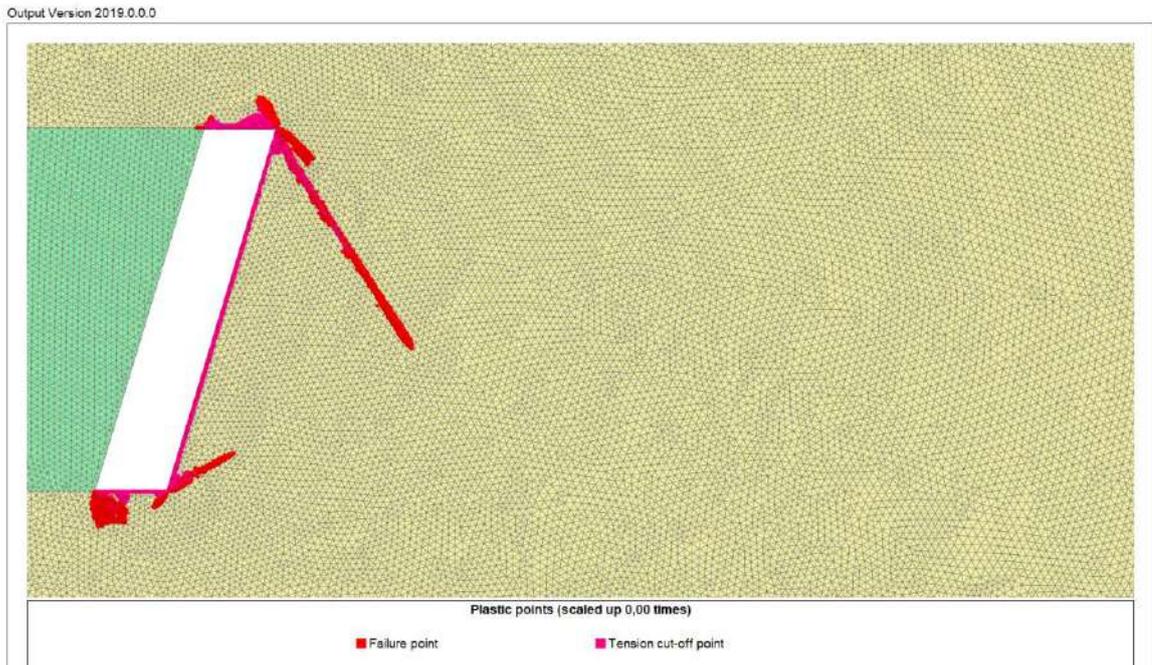


Рисунок 4.3 – Проявление пластических зон при наклонной форме забоя

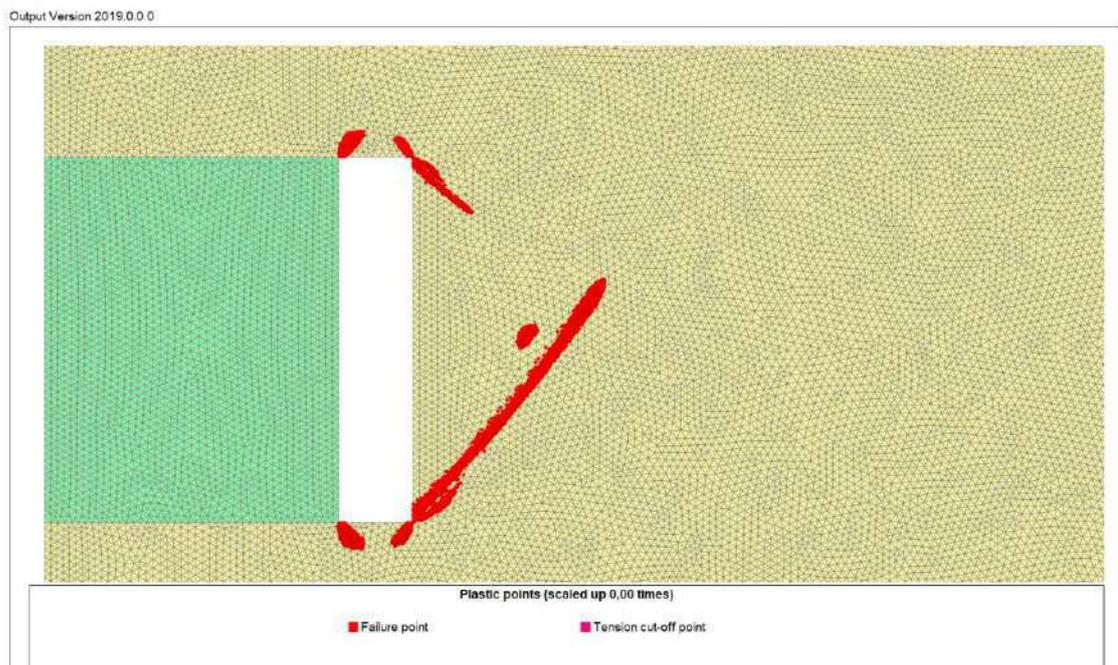


Рисунок 4.4 – Проявление пластических зон при прямой форме забоя

Для уменьшения деформации груди забоя можно рассмотреть изменения очертания груди забоя, придание ему наклона, округлого очертания. Наклонное очертание способствует снижению развитию трещин закола. Круговое очерта-

ние лба забоя способствует уменьшению количества вывалов из центральной части забоя, в которой массив испытывает наибольшие растягивающие напряжения. При комбинировании изменения очертания лба забоя в пользу придания ему округлой формы с нанесением набрызгбетона возможно достижение наибольших результатов вследствие совместной работы грунтового массива и набрызгбетонной оболочки. При этом оболочка из набрызгбетона работает в наилучших условиях – преимущественно на сжатие.

4.2. Оценка воздействия зданий и сооружений на НДС подземных объектов метрополитена

Застройка в охранной зоне метрополитена может оказывать существенное влияние на напряженно-деформированное состояние и эксплуатационную надежность подземных сооружений. Следует отметить, что до настоящего времени практически не существует нормативной документации, которая бы регламентировала допустимые дополнительные нагрузки на различные типы подземных сооружений метрополитена, степень допускаемого приближения элементов фундаментов и свай, единого подхода к размеру охранных зон различных подземных сооружений и ряд других факторов.

Насущно необходимым является разработка критериев оценки допустимости наземного строительства в охранной зоне Петербургского метрополитена в зависимости от различных факторов: типа подземного сооружения, инженерно-геологических условий его заложения, текущего технического состояния подземных сооружений, допустимой величины дополнительных нагрузок на них и ряда других условий. Постоянное сокращение свободных территорий для наземного строительства в Санкт-Петербурге приводит к необходимости застройки площадей над действующими объектами метрополитена. Застройка в охранной зоне метрополитена может оказывать существенное влияние на напряженно-деформированное состояние подземных сооружений. Это влияние может приводить к увеличению деформаций подземных сооружений, появле-

нию трещин и иных повреждений в обделках, увеличению обводненности. В свою очередь, это влечет за собой снижение эксплуатационной надежности сооружений, нарушение безопасной и бесперебойной работы метрополитена, значительным незапланированным затратам на ремонт поврежденных сооружений [96 – 98].

Следует отметить, что до настоящего времени практически не существует нормативной документации, которая бы регламентировала допустимые дополнительные нагрузки на различные типы подземных сооружений метрополитена, степень допускаемого приближения элементов фундаментов и свай, единого подхода к размеру охранных зон различных подземных сооружений и ряд других факторов. В частности, это связано с тем, что в советский период строительство наземных сооружений над станциями, эскалаторными тоннелями, подземными вестибюлями, за редкими исключениями, не допускалось. В ограниченных объемах производилось лишь строительство жилых зданий над перегонными тоннелями, которые в Санкт-Петербурге, в силу значительной глубины заложения, наименее подвержены влиянию наземного строительства.

Решение о допустимости строительства наземного объекта в охранной зоне Петербургского метрополитена должно приниматься в зависимости от различных факторов:

- типа подземного сооружения (станция глубокого или мелкого заложения, эскалаторный тоннель, перегонные тоннели, вспомогательные выработки, шахтные стволы, скважины и пр.);
- инженерно-геологических условий заложения;
- текущего технического состояния подземных сооружений;
- допустимой величины дополнительных нагрузок на разные типы сооружений;
- допустимого приближения фундаментов и свай к подземным сооружениям;
- допустимой степени неравномерности нагрузок, возникающих при строительстве наземных объектов.

После принятия принципиального решения о возможности сооружения рассматриваемого объекта и разработки его объемно-планировочного решения должны быть получены согласования и ограничения соответствующих служб метрополитена и Генпроектировщика подземного объекта.

На начальных стадиях разработки проекта должна проводиться предварительная оценка степени негативного влияния вновь возводимых наземных комплексов на подземные сооружения метрополитена. Такая оценка позволяет избежать заведомо неприемлемых проектных решений и предвидеть необходимые мероприятия и дополнительные затраты по обеспечению сохранности подземных сооружений.

Одновременно должно выполняться обследование подземных объектов метрополитена, попадающих в зону возможного влияния строительства. Обследование производится с целью выявления и документальной фиксации текущего технического состояния с учетом износа конструкций и материалов, и учета этих параметров в поверочных расчетах.

Если предварительные расчеты с учетом текущего технического состояния объекта показывают, что параметры влияния наземного строительства нарушают установленные ограничения (превышена допустимая дополнительная нагрузка, тоннель попадает в сжимаемую толщу грунтов свайного фундамента, деформации подземного сооружения превышают допустимые и пр.) проектное решение наземного объекта должно быть откорректировано. Корректировка может заключаться в снижении нагрузки (уменьшение этажности, изменение схемы расстановки свай, уменьшение их длины) или разработке специальных конструктивных решений в составе проектируемого объекта (например, устройство разгружающих мостов над подземным сооружением) [2, 3].

На стадии строительства объекта важной задачей является организация постоянного мониторинга, позволяющего оперативно выявлять появляющиеся дефекты, и в случае необходимости, приостанавливать процесс сооружения и корректировать проектные решения или технологию их реализации. Исходными данными для проведения мониторинга является ранее проведенное обследо-

вание с документальной фиксацией имеющихся дефектов до начала строительства.

По окончании строительства выполняется заключение о техническом состоянии подземных сооружений. В случае выявления повреждений, связанных с наземным строительством, повреждения устраняются за счет Заказчика или Инвестора наземного объекта.

При определении дополнительных нагрузок первым этапом является определение бытовых нагрузок, т.е. нагрузок, действующих на подземное сооружение с учетом фактических инженерно-геологических условий и определяемых в соответствии с нормативной документацией. Следующим этапом является определение того, как изменится нагрузка на подземное сооружение при строительстве наземного сооружения. Производится определение величины нагрузки на подземное сооружение после строительства наземного объекта и определение границ толщи грунтов, которые будут смещаться при строительстве. При определении нагрузки важно учитывать технологию возведения здания.

Величина нагрузки может изменяться как в большую сторону (при возведении здания с большим количеством надземных этажей), так и в меньшую сторону (при строительстве малоэтажных зданий с заглубленными паркингами или подвальными этажами). Сравнение действовавших до начала строительства нагрузок на сооружение и ожидаемых в процессе и после окончания строительства, как правило, производят в графическом виде, обеспечивающем наглядное представление информации для заказчика и контролирующих организаций.

При выявлении увеличения нагрузки на подземное сооружение, необходимо произвести его поверочный с учетом, как дополнительной нагрузки, так и фактического технического состояния, выявленного в ходе обследования. Если деформации и напряжения в конструкции подземного сооружения существенно не снижают его эксплуатационную надежность, то, как правило, по результатам анализа выносится положительное решение о возможности строительства наземного объекта.

Для определения степени влияния наземного объекта на такие сложные подземные сооружения, как станции метрополитена, необходимо создавать объемные математические (а в ряде случаев и физические) модели. На этих моделях, в частности, можно сравнивать и проверять различные мероприятия по снижению воздействия наземного объекта.

Возможными вариантами решениями при снижении воздействия могут быть:

- усиление подземного сооружения, что в условиях действующего метрополитена часто невозможно;
- уменьшение нагрузок от здания путем уменьшения его этажности или применения более легких конструкционных материалов;
- изменение конструкций и типа фундаментов с целью уменьшения нагрузок, приходящих на подземное сооружение. Примером такого решения может быть уменьшение длины свай или развитие площади плиты фундамента для уменьшения давления под его подошвой (рисунок 4.5);

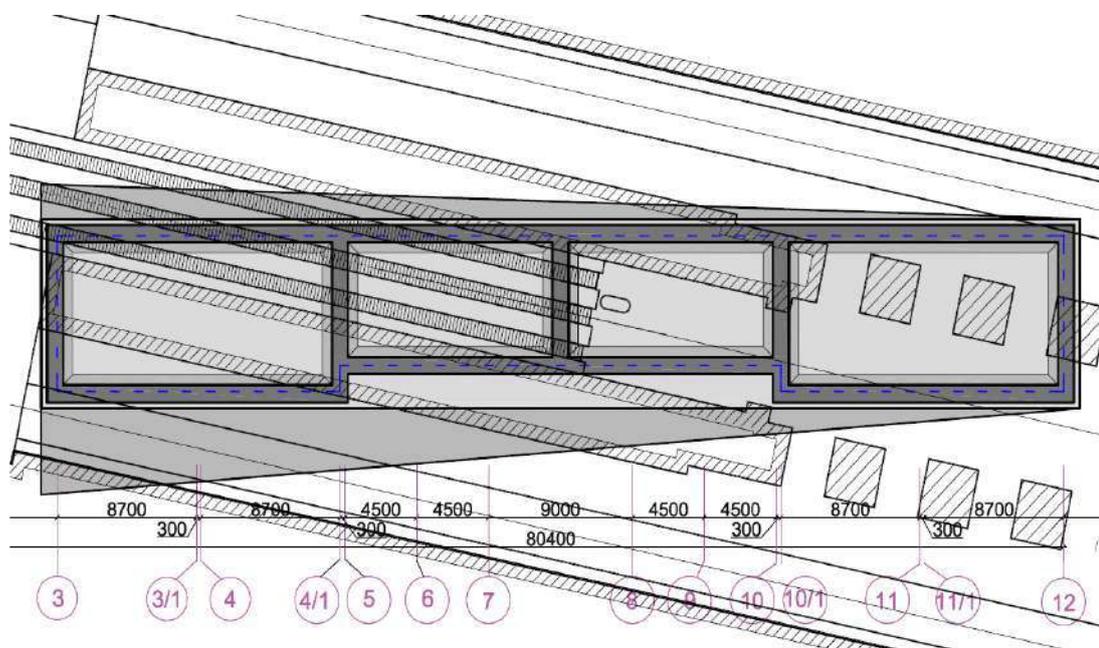


Рисунок 4.5 – Измененная конфигурация фундаментной плиты для снижения нагрузки на эскалаторный тоннель

- устройство разгружающих конструкций над подземными сооружениями для исключения передачи нагрузки на них.

4.3. Оценка устойчивости груди забоя калотной прорези

Расчет устойчивости груди забоя целесообразно осуществлять по методическим рекомендациям для расчета тоннельных выработок. В данной методике [96] реализована жесткопластическая модель грунта или модель Кулона-Мора с углом внутреннего трения, равным 0. По этим рекомендациям последовательность расчета крепи груди забоя имеет следующий вид. Устойчивость забоя зависит от физико-механических характеристик окружающего выработку грунта и его напряженно-деформированного состояния. Под физико-механическими характеристиками грунта понимается прочность с учетом трещиноватости и обводненности, коэффициент сцепления, угол внутреннего трения и др. Напряженно-деформированное состояние определено как внешними бытовыми условиями, так и наличием выработки, и реакциями крепи и грунта.

В результате взаимодействия крепи выработки и забоя возникают реакции p - к поверхности выработки и q - к забою (расчетная схема представлена на рисунке 4.6). Принимая жесткопластическую модель грунта, можно записать следующее условие:

$$(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2 = 4k^2, \quad (4.1)$$

где σ_x , σ_y – проекции нормальных напряжений;

τ – касательные напряжения;

k – коэффициент сцепления.

При плоской картине деформирования вдоль оси тоннеля, условие устойчивости забоя имеет вид:

$$p + k(2 + \pi) + \frac{k}{3} \ln \left[2 \sin^2 \left(\frac{p + q}{4h} \right) \right] \geq \gamma H, \quad (4.2)$$

где q – распределенная нагрузка по груди забоя;

p – распределенная нагрузка по контуру выработки

H – глубина заложения выработки;

γ – среднее значение силы тяжести для единичного объема горных пород кровли.

Если выполняется условие:

$$k(2 + \pi) \geq \gamma H, \quad (4.3)$$

то забой считается устойчивым, проходка ведется на полное сечение, мероприятия по креплению груди забоя не нужны, независимо от крепления кровли. В противном случае необходимо расчетным или экспериментальным путем определить распределенную нагрузку по контуру выработки и проверить выполнение условия (4.2). Выполнение этого условия свидетельствует о возможности оставления груди забоя без дополнительного крепления. При нарушении этого условия грудь забоя нуждается в дополнительном креплении, конструкция которого должна обеспечить реакцию q^* , определяемую из уравнения:

$$p^* = 4k \cdot \arcsin \left\{ \frac{3}{2k} \exp \left[\gamma H - k(2 + \pi)^{-q_f^*} \right] - q_f^* \right\}. \quad (4.4)$$

Конструкция и параметры крепи груди забоя должны обладать гарантированной несущей способностью по нагрузкам q^* . В случае невозможности технологически выполнить условия устойчивости, следует перейти на уменьшенную высоту разрабатываемого сечения до уровня, необходимого по условиям безопасности.

В качестве недостатков данной методики для оценки устойчивости груди забоя следует отметить следующее:

1. Не учитывается отставание крепи от забоя.
2. Не учитывается фактор времени. В задачах данный фактор всегда очень сложно учесть, как аналитическими методами, так и программами, реализующими МКЭ. На практике строительства происходят деформации забоя, протяжённые во времени.
3. Осуществляется расчёт груди забоя в двумерной постановке.

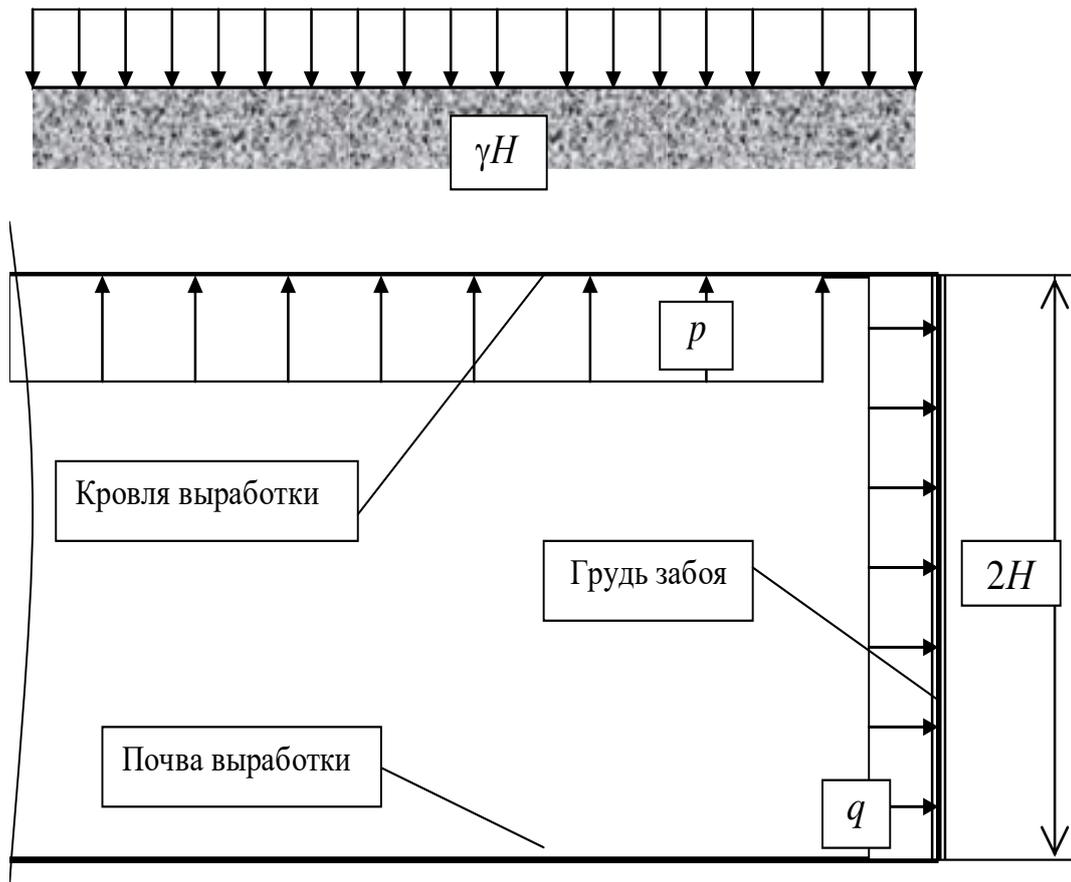


Рисунок 4.6 — Расчетная схема взаимодействия крепи выработки и забоя

Выводы

1. В мегаполисах возникают ситуации, когда необходимо возводить подземные сооружения в зонах влияния существующих или вновь возводимых зданий. Подобные ситуации задают повышенный уровень ответственности перед строителями и проектировщиками. Повышают требования к проектной документации, качеству проходческих работ.

2. Возникают ситуации, когда безопасность окружающей городской застройки выходит на первый план, снижая приоритет экономической составляющей, побуждая принимать технические решения, которые, не смотря на большую стоимость, обеспечат больший уровень безопасности, позволят уменьшить зону влияния подземных сооружений на наземные сооружения.

3. Перегонные тоннели сооружаются преимущественно способом щитовой проходки. Обделка сооружается с обжатием на породу, быстро включается в работу. Несмотря на то, что обделка является довольно деформативной, за счет плотного контакта и последующего нагнетания бетона удается уменьшить влияние проходки выработки на дневную поверхность.

4. Грудь забоя при щитовой проходке разрабатывается роторным рабочим органом. В некоторой степени, ротор оказывает давление на грудь забоя, хотя бы потому, что должен быть прижат к нему для разработки грунта. Следовательно, в данном случае присутствует небольшое активное давление на забой. Все перечисленное уменьшает осадки от строительства перегонов, делает их несущественными. В среднем осадки над перегонными не превышают 1 см.

5. Для определения степени влияния наземного объекта на сложные подземные сооружения, такие как станции метрополитена, необходимо создавать объемные математические (а в ряде случаев и физические) модели. На этих моделях, в частности, можно сравнивать и проверять различные мероприятия по снижению воздействия наземного объекта.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Таким образом, в результате экспериментальных и теоретических исследований были уточнены геотехнологические закономерности строительства тоннелей глубокого заложения в протерозойских глинах и снижения вертикальных деформаций подработанного массива для обеспечения технологической безопасности тоннелей в периоды строительства и эксплуатации.

Основные научные и практические выводы и рекомендации заключаются в следующем.

1. Снижение вертикальных деформаций подработанного массива и обеспечение технологической безопасности тоннелей в периоды строительства и эксплуатации достигаются применением усовершенствованных технологических операций выемки пород в забое, закреплением законтурного массива и использованием передового крепления, а ожидаемые напряженно-деформированные состояния массива оценивают по результатам математического моделирования.

2. Применительно к рассматриваемым условиям деформирования грунта для решения уравнений движения деформируемых горных пород, бетона или чугуна обделки, а также уравнений равновесия деформируемых горных пород и крепи целесообразно осуществлять, используя конечно-элементные модели, разработанные в программном геотехническом комплексе Plaxis, основанном на методе конечных элементов.

3. Снижение деформаций грунтового массива осложняется тем, что часть из них проходит в пространстве перед выработкой, поэтому особый интерес представляет использование опережающей крепи. На практике опережающая крепь, как правило, – это комбинация полимерных анкеров и металлических труб. В этом случае при моделировании грунтовой массив был представлен объемными элементами, деформирование которых происходило по закону Мора-Кулона.

4. На расстоянии 4...6 м от груди забоя наблюдается область грунтового массива, не задействованного в деформациях. Устройство опережающей крепи выполненной в скважинах с применением фибerglassовых анкеров и цементно-песчаного раствора позволяет значительно снизить деформации грунтового массива за плоскостью груди забоя по оси тоннеля, за счет включения этой области в процесс деформаций. Следует отметить, что после определенного количества анкеров дальнейшее увеличение их количества малоэффективно. Оптимальное их количество зависит от длины заделки, жесткости анкеров и физико-механических свойств грунтового массива.

5. Выявлено 38 городских локаций для перспективного воссоздания утраченных объектов культурного наследия, из которых большая часть приходится на центральные и смежные с ними районы Санкт-Петербурга. Не менее 30% объектов, восстановление которых возможно в среднесрочной перспективе, могут оказать влияние на существующие коллекторные тоннели. В таких случаях требуется свести к минимуму влияние строительных работ на технологическое состояние коллекторных тоннелей.

6. Требования по уменьшению осадок дневной поверхности обуславливает необходимость укрепления грунтового массива в направлении проходки выработки и обоснования методов рационального использования опережающей крепи, кровли и груди забоя. На данный момент рациональным является использование анкерной крепи, в том числе из стекловолоконной арматуры. широко применяется в зарубежной практике.

7. Для повышения устойчивости груди забоя ему придают вогнутое очертание с применением анкерной крепи из фибerglassовых анкеров и нагнетания набрызгбетона на поверхность. Так же следующим методом повышения устойчивости выработки является использование наклоненного забоя. Таким образом, снижается способность забоя деформироваться и, как следствие, присутствует некоторое снижение деформации дневной поверхности.

8. Установлено, что под действием сил гравитации может формироваться вывал грунта в сторону выработки, при этом форма плоскости скольжения бу-

дет определяться дилатансионной моделью. Так, некоторым трещинам нужно больше пространства для их появления, поэтому они образуются позже.

9. Моделирование формы вывала грунта из кругового забоя в твердых глинах позволяет утверждать, что в этом случае приемлема модель Кулона-Мора. Постепенное увеличение массы забоя вызывает сначала падение отдельных нарушенных кусков, затем пластические точки возникают над поверхностью марчеван приблизительно на 0,5 м в высоту и простираются на 1 м вглубь массива и происходит расслоение глин, формирующее клинообразный вывал, который начинает развиваться в сторону земной поверхности.

Список литературы

1. Маковский Л.В., Кравченко В.В. Опережающая забойная крепь из фиброгласовых нагелей // Метро и Тоннели. 2020. Вып. 4. С. 16–18.
2. Маковский Л. В., Кравченко В. В., Сула Н. А. Строительство автотранспортных тоннелей в сложных условиях. М. Кнорус. 2019. 276 с.
3. Маковский Л. В., Чеботарёв С. В., Сула Н. А. Инновационные конструктивно-технологические решения в транспортном тоннелестроении. М. Информавтодор. 2005. 104 с.
4. Эслами В.М. Применение фиброгласовых элементов для стабилизации тоннельного забоя в слабоустойчивых грунтах // Транспорт. Наука, техника, управление. М. ВИНТИ. 2004. № 4. С. 37–39.
5. Филонов Ю.А. Обоснование возможности и целесообразности применения опережающей бетонной крепи при строительстве станций метрополитена в Санкт-Петербурге: автореф. ... дис. кан. техн. наук. Санкт-Петербург. 2004. 29 с.
6. Механика подземных сооружений. Пространственные модели и мониторинг / А.Г. Протосеня [и др.] // СПб. СПбГУ. МАНЭБ. 2011. 355 с.
7. Лиманов Ю.А. Осадки земной поверхности при сооружениях тоннелей в кембрийских глинах // Ленинград. ЛИИЖТ. 1957. 239 с.
8. Фролов Ю.С., Голицинский Д.М., Ледяев А.П. Метрополитены. М.: Желдориздат. 2001. 528 с.
9. Методические рекомендации по расчету временной крепи тоннельных выработок / В.Е. Меркин [и др.]. М.: Минтрансстрой. ЦНИИС. 1984. 62 с.
10. Алексеев А.В. Прогноз устойчивости породных обнажений проходческого забоя в зоне влияния нарушенности массива: автореф. ... дис. кан. техн. наук. Санкт-Петербург. 2019. 21 с.
11. Иовлев Г.А. Прогноз устойчивости подземных сооружений в физически нелинейных грунтовых массивах: автореф. ... дис. кан. техн. наук. Санкт-Петербург. 2020. 24 с.

12. Мартиросянц Е.Э. Геомеханическое обоснование методики прогноза устойчивости породных обнажений при строительстве подземных сооружений в протерозойских глинах: автореф. ... дис. кан. техн. наук. Санкт-Петербург, 2002. 21 с.

13. Маслак В.А. Геомеханическое обоснование параметров конструкций пилонной станции метрополитена с малоосадочной технологией строительства: автореф. ... дис. кан. техн. наук. Санкт-Петербург. 2004. 21 с.

14. ВСН 126-78. Инструкция по применению анкеров в качестве временной крепи выработок транспортных тоннелей. М. Минстрой СССР. 1979. 86 с.

15. Щекудов Е.В. Взаимодействие защитных экранов из труб с грунтовым массивом при строительстве тоннелей мелкого заложения: автореф. ... дис. канд. техн. наук. М. 2003. 18 с.

16. Руководство по проектированию подземных горных выработок и расчёту крепи. ВНИМИ, ВНИИОМШС Минуглепрома СССР. М. Стройиздат. 1983. 272 с.

17. Заславский, Ю. З., Мостков В.М. Крепление подземных сооружений. М.: Недра. 1979. 325 с.

18. Мостков В.М., Дмитриев Н.В., Рахманинов Ю.П. Проектирование и строительство подземных сооружений большого сечения. Справочник. М. Недра. 1993. 318 с.

19. Gracham Edwards. Safety of New Austrian Tunnelling Method (NATM) // Tunnels. London. 2014. 137 p.

20. Таймур Хаддад. Геомеханическое обоснование параметров временной крепи при проходке тоннелей в трещиноватых породах: автореф. ... дис. кан. техн. наук. М. 2011. 23 с.

21. Фролов Ю.С., Иванес Т.В. Исследование на математических моделях влияния опережающей крепи и лба забоя на устойчивость выработки, пройденной в протерозойских глинах Санкт-Петербурга // Труды ПУПС. 2011. Вып. 5. С. 33 – 35.

22. Плешко М.С. Обоснование крепления глубоких вертикальных стволов // Известия Тульского государственного университета. Науки о Земле. 2010. Вып. 1. С. 182-188.
23. Барковский А.В. Оценка устойчивости горных выработок, закреплённых анкерной крепью // Известия Тульского государственного университета. 2010. Вып. 1. С. 208–213.
24. Безродный К.П., Лебедев М.О., Старков А.Ю. Результаты выполнения комплексной программы совершенствования технологии сооружения и постоянных конструкций петербургского метрополитена // Метро и тоннели. 2018. Вып. 1. С. 18–23.
25. Кузнецов А.О., Полянкин Г.Н. Методика расчёта устойчивости грунтовых массивов, армированных горизонтальными стержнями круглого сечения // Метро и тоннели. 2017. Вып. 2. С. 36–38
26. Эслами В.М. Рациональные параметры опережающей забойной крепи из фиброгласовых элементов применительно к строительству горных автодорожных тоннелей в Иране: автореф. ... дис. кан. техн. наук. М. 2004. 28 с.
27. СП 120.13330.2012. Метрополитены. Актуализированная редакция. М. Минрегион России. 2012. 267с.
28. Справочник инженера-тоннельщика / Г. М.Богомолов [и др.]. М. Транспорт, 1993. 389 с.
29. Компаниец С.А., Поправко А.К., Богородецкий А.А. Проектирование тоннелей. М. Транспорт. 1973. 320 с.
30. Бажин Н.П. Итоги комплексных геомеханических исследований кембрийских глин // Межвузовский сборник научных трудов «Устойчивость и крепление горных выработок. СПб. СПГГИ. 1999. С. 58–61.
31. Маковский Л.В. Городские подземные транспортные сооружения. М.: Стройиздат. 1985. С. 339-343.
32. Булычев Н.С. Механика подземных сооружений: учеб. для вузов. М.: Недра. 1982. 270 с.

33. Карасев М.А., Петров Д.Н. Исследование механического поведения протерозойских глин // СПб. 2016. 46 с.

34. Алексеев А.В., Нагорный С.Я., Рютина Т.П. Оценка физико-механических свойств верхнепротерозойских глин, как среды строительства подземных сооружений Санкт-Петербурга и использования щелевой крепи // АО "Тим". СПб. 1993. 39 с.

35. Айвазов Ю.Н. Расчет тоннельных обделок, обжатых в породу // Изд. КАДИ. 1978. 108 с.

36. Булычев Н.С., Амусин Б.З., Оловянный А.Г. Расчет крепи капитальных горных выработок. М.: Недра. 1974. 320 с.

37. Голицинский Д.М. Научные основы проектирования и возведения набрызг-бетонных обделок транспортных тоннелей в слабоустойчивых грунтах: автореф. ... дис. доктора техн. наук. М. ЦНИИС. 1983. 43 с.

38. Асратян Д.Р. Совершенствование технологии возведения и параметров конструкции опережающей бетонной крепи при строительстве транспортных тоннелей: дис. ... канд. техн. наук. М. МАДИ 1986. 345 с.

39. Булычев Н.С., Фотиева Н.Н., Стрельцов Е.В. Проектирование и расчет крепи капитальных выработок. М.: Недра. 1986. 234 с.

40. Власов С.Н., Ходош В.А., Черняховская С.Э. Применение экранов из труб при строительстве тоннелей. М.: Транспортное строительство. 1980. №5. С.51–53.

41. Руководство по проектированию и технологии устройства анкерного крепления в транспортном строительстве. М.: 1987 г. 45 с.

42. Исследование возможности применения опережающей крепи в условиях строительства метрополитена в Санкт-Петербурге. Отчет о НИР. ЛИИЖТ. Л. 1998. 97 с.

43. Фролов Ю.С. Конструкции и сооружения станций метрополитена. Д.: ЛИИЖТ. 1984.-78С.

44. Асратян Д.Р. Натурные экспериментальные исследования технологии проходки тоннелей с опережающей бетонной крепью. Метрострой. 1986. №2. С. 15–16.

45. Асратян Д.Р. Тоннели с опережающей крепью // Метрострой. 1983. №5. С. 31.

46. Маковский Л.В. Под защитой экрана из труб // Метрострой. 1980. №4. С. 23–24.

47. Протосеня А.Г., Тимофеев О.В., Огородников Ю.Н. Разработка, практическая проверка и корректировка новой методики определения устойчивости породных обнажений в протерозойских глинах // СПГГИ. С-Пб. 1996. 123 с.

48. Протосеня А.Г., Тимофеев О.В. Геомеханика: учеб. пособие. Санкт-Петербург. Санкт-Петербургский горный институт им. Г.В.Плеханова. 2008. 117 с.

49. Рац М.В. Неоднородность горных пород и их физических свойств. М.: Наука. 1968. 108 с.

50. Соколовский В.В. Теория пластичности. М.: Высшая школа. 1969. 608с.

51. Особенности инженерно - геологических условий Санкт-Петербурга / Р.Э. Дашко, О.Ю. Александрова, П.В. Котюков, А.В. Шидловская // Развитие городов и геотехническое строительство. № 1. 2011. С.1–47.

52. Протосеня А.Г., Иовлев Г.А. Прогноз напряженно-деформируемого состояния в окрестности подземного сооружения в нелинейно-деформируемых грунтовых массивах // Известия Тульского государственного университета. Науки о Земле. 2020. Вып. 2. С. 215-228.

53. Протосеня А.Г., Иовлев Г.А. Прогноз пространственного напряженно-деформированного состояния физически нелинейного грунтового массива в призабойной зоне тоннеля // Горный информационно-аналитический бюллетень. 2020. № 5. С. 128–139.

54. Маслак В.А. Опыт обеспечения устойчивости забоя и кровли при строительстве выработок в протерозойских глинах // Записки Горного институ-

та. Санкт-Петербург: федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования Санкт-Петербургский горный университет. Т.183. 2009. С. 297–299.

55. Дидух Б.И. Упругопластическое деформирование грунтов. М. 1987. 166 с.

56. Джегер Ч. Механика горных пород и инженерных сооружений. М.: Мир. 1974. С. 256.

57. Дашко Р.Э. Теория и практика инженерно-геологического анализа и оценки водонасыщенных глинистых пород как основания сооружений: дис. ... д-р геол.-мин. наук. Ленинград. 1985. С. 576.

58. Руководство по расчёту анкерной крепи и набрызгбетонной крепи в подземных гидротехнических сооружениях. Оргэнергострой. М. 1973. С. 4-16.

59. Attewell P.B., Woodman J.P. Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunneling in soil // *Ground Engineering*. 1982. Vol. 15 (8). P. 13-22.

60. Кулагин Н.И. Исследование рациональных методов сооружения односводчатых станций метрополитена в протерозойских глинах: автореф. ... канд. техн. наук. Ленинград. 1977. 24 с.

60. Механика подземных сооружений. Пространственные модели и мониторинг /А.Г. Протосеня [и др.] // СПб. СПбГУ-МАНЭБ, 2011. 355 с.

61. Лиманов Ю.А. Осадки земной поверхности при сооружениях тоннелей в кембрийских глинах // Ленинград. 1957. 239 с.

62. Фролов Ю.С., Голицинский Д.М., Ледаев А.П. Метрополитены. М.: «Желдориздат». 2001. 528 с.

63. Араманович И.Г. О распределении напряжений в упругой полуплоскости, ослабленной подкрепленным круговым отверстием. Докл. АН СССР. М. 1955. Т. 104. №3. С. 372-375.

64. Безродный К.П., Лебедев М.О. Формирование напряженного состояния временной крепи при строительстве транспортного тоннеля СКЖД вблизи склона // ГИАБ (научно-технический журнал). 2012. № 6. С. 237-244.

65. Беляков Н.А. Геомеханическое обоснование параметров крепления железнодорожных тоннелей в условиях Северного Кавказа // Записки горного института. Санкт-Петербург. 2010. Т. 186. С. 99-103.

66. Богомолов Г.М., Голицынский Д.М., Меркин В.Е. Справочник инженера-тоннельщика. М. Транспорт. 1993. 389 с.

67. Князева С.В. Математическое моделирование напряженного состояния многослойной обделки тоннеля, сооружаемого вблизи склона // Сб. науч. тр. Проектирование, строительство и эксплуатация комплексов подземных сооружений. Междунар. конф. Екатеринбург 18-20 мая 2004. Екатеринбург. Изд-во УГГГА. 2004. С. 169-172.

68. Influence evaluation of buildings constructed in protected zone on St.Petersburg subway underground structures stress-strain state / A.P. Lediaev, A.N. Konkov, A.L. Novikov, D.A. Soloviev // Procedia Engineering 189. 2017. P. 492 – 499.

69. Корнеева Н.Н. Исследование зависимости напряженного состояния обделок круговых тоннелей, сооружаемых вблизи склонов от основных влияющих факторов // ГИАБ (научно-технический журнал). № 11. 2001. М.: изд-во МГГУ. С. 142-145.

70. Мусхелишвили Н.И. Некоторые основные задачи математической теории упругости. М.: Наука. 1966. 707 с.

71. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика / под общ. ред. Е.А. Сорочана, Ю.Г. Трофименкова. М.: Стройиздат. 1985. 480 с.

72. Протосеня А.Г., Беляков Н.А. Определение пространственного напряженно-деформированного состояния временной крепи железнодорожного тоннеля с учетом влияния земной поверхности // Известия Тульского государственного университета. Науки о Земле. 2011. Вып. 1. С. 158-166.

73. Протосеня А.Г., Беляков Н.А. Метод прогноза напряженно-деформированного состояния обделок двух взаимовлияющих тоннелей с уче-

том технологии строительства // Записки Горного института. С.-Петербург. 2012. Т. 199. С. 128-133.

74. Саммаль А.С., Князева С.В. Расчет многослойной обделки тоннеля, сооружаемого вблизи склона на действие собственного веса пород // Известия Тульского государственного университета. Сер. «Геомеханика. Механика подземных сооружений». 2004. Вып. 2. С. 3-11.

75. Шарифов С.А., Маковский Л.В. Прогнозирование напряжений и деформаций обделки тоннеля в зоне тектонических разломов // Наука и техника в дорожной отрасли. 2018. № 2 (84). С. 32-35.

76. Adibi-Asl R., Seshadri R. Local limit-load analysis using the β -method // Journal of Pressure Vessel Technology. 2006. 129, 296-305.

77. Alinia M.M., Shakiba M., Habashi H.R. Shear failure characteristics of steel plate girders. Thin-Walled Structures. 2009. 47. 1498-1506.

78. Bilotta A., Leonetti L., Garcea G. An algorithm for incremental elastoplastic analysis using equality constrained sequential quadratic programming // Computers and Structures. 2012. 102-103, 97-107.

79. Limit analysis of structures containing flaws based on a modified elastic compensation method // L. Chen, Y. Liu, P. Yang, Z. Cen // European Journal of Mechanics A/Solids. 2008. 27. 195-209.

80. Daller J., Žibert M., Exinger C., Lah M. Implementation of BIM in the tunnel design – Engineering consultant's aspect. Geomechanics and Tunnelling. 2016. 9. P. 674 - 683.

81. Dhalla A.K., Jones G.L. ASME code classification of pipe stresses: A simplified elastic procedure // International Journal of Pressure Vessels and Piping. 1986. 26. 145-166.

82. Duan L., Chen W.-F. A yield surface equation for doubly symmetrical sections // Engineering Structures. 1990. 12. 114-119.

83. Limit analysis of frame structure based on the elastic modulus reduction method / Q.H. Duan, Y.Q. Guo, D.D. Zeng, Y.J. Luo // Applied Mechanics and Materials. Trans Tech Publ, 2014. P. 950-953.

84. Fang H., Horstemeyer M.F. HiPPO: an object-oriented framework for general-purpose design optimization // Journal of Aerospace Computing, Information, and Communication. 2005. 2. 490-506.

85. Feng Y. Enumerating significant failure modes of a structural system by using criterion methods // Computers & structures. 1988. 30. 1152-1157.

86. Heikkilä R., Kaaranka A., Makkonen T. Information Modelling based Tunnel Design and Construction Process // The 31st International Symposium on Automation and Robotics in Construction and Mining (ISARC 2014). P. 672-675.

87. Jian-ping Z., Ding L., Jia-rui L. Application of BIM in engineering construction [J]. Construction Technology. 2012. 41(371). P. 10-14.

88. Li H.-Z., Low B.K. Reliability analysis of circular tunnel under hydrostatic stress field // Computers and Geotechnics. 2010. 37. 50-58.

89. Mu W., Li L., Chen D., Wang S., Xiao F. Long-term deformation and control structure of rheological tunnels based on numerical simulation and on-site monitoring. Engineering Failure Analysis. Volume 118. December 2020. 104928.

90. Pleshko M., Voinov I., Revyakin A. Assessment of the impact of railway tunnel lining defects with a long working lifespan on its carrying capacity // В сборнике: MATEC Web of Conferences Сер. "International Science Conference SPbWOSCE-2016 "SMART City". 2017. С. 05004.

91. Shen X., Lu M., Mao S., Wu X. Integrated Approach to Machine Guidance and Operations Monitoring in Tunnel Construction The 31st International Symposium on Automation and Robotics in Construction and Mining (ISARC 2014). pp. 103-109. Adibi-Asl, R., Fanous, I.F.Z., Seshadri, R., 2006. Elastic modulus adjustment procedures — Improved convergence schemes. International Journal of Pressure Vessels and Piping. 83. 154-160.

92. Wang J., Hao X., Gao X. The application of BIM technology in the construction of Hangzhou Zizhi tunnel. 3rd International Conference on Mechatronics, Robotics and Automation (ICMRA 2015). P. 195 - 204.

93. You-Quan X., Liu Xin L. Study on flat organization structure of the large construction projects based on BIM[J] // Journal of Engineering Management (2013) 27(1). P. 44-47.

94. Ковальский Е.Р., Мозер С.П., Медведсков М.А. Оценка параметров напряженно-деформированного состояния массива в окрестности транспортной выработки // Записки Горного института. Санкт-Петербург. Т. 206. 2013. С. 78-80.

95. Лиманов Ю.А. Осадки земной поверхности при сооружениях тоннелей в кембрийских глинах // Ленинград.1957. 239 с.

96. Механика подземных сооружений. Пространственные модели и мониторинг / А.Г. Протосеня [и др.] // СПб. СПГГУ-МАНЭБ, 2011- 355с.

97. Кулагин Н.И. Исследование рациональных методов сооружения одностводчатых станций метрополитена в протерозойских глинах: автореф. ... канд. техн. наук. Ленинград. 1977. 24с.

98. Фролов Ю.С., Голицинский Д.М., Ледяев А.П. Метрополитены. М.: «Желдориздат», 2001. 528с.

100. Attewell P.V., Woodman J.P. Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunnelling in soil // Ground Engineering. 1982. Vol. 15 (8). P. 13-22.

101. Деев П.В., Цуканов А.А. Напряженное состояние обделки тоннеля, расположенного вблизи границы раздела пород / Известия Тульского государственного университета. Науки о Земле. 2021. № 2. С. 278-287.

102. Влияние величины технологического зазора на напряженное состояние обделок тоннелей / П.В. Деев, А.С. Саммаль, С.В. Анциферов, Н.В. Шелепов // Известия Тульского государственного университета. Науки о Земле. 2018. № 4. С. 287-293.

103. Учет технологических особенностей щитового способа проходки при расчете обделок тоннелей / А.Н. Понкратенко, А.С. Саммаль, С.В. Анциферов, П.В. Деев // Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). 2017. № S1. С. 212-224.

104. Качурин Н.М., Афанасьев И.А. Определение вероятности геодинамического риска для подземного сооружения / Известия Тульского государственного университета. Естественные науки. 2011. № 3. С. 262-267.

105. Булычев Н.С., Амусин Б.З., Оловянный А.Г. Расчет крепи капитальных горных выработок. М.: Недра. 1974. 320 с.

106. Протосеня А.Г. Разработка принципов малоосадочного строительства подземных сооружений в инженерно-геологических условиях г. Санкт-Петербурга // Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). 2019. № S7. С. 286-297.