МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования «Национальный исследовательский технологический университет «МИСИС»»

На правах рукописи

ЦЮПА ДМИТРИЙ АЛЕКСАНДРОВИЧ

ОЦЕНКА НАДЕЖНОСТИ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ РЕШЕНИЙ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ И СТРОИТЕЛЬСТВЕ ОБЪЕКТОВ МЕТРОПОЛИТЕНА С УЧЕТОМ ВЛИЯНИЯ СУЩЕСТВУЮЩЕЙ ИНФРАСТРУКТУРЫ

Специальность 2.8.7

Теоретические основы проектирования горнотехнических систем

ДИССЕРТАЦИЯ
НА СОИСКАНИЕ УЧЁНОЙ СТЕПЕНИ КАНДИДАТА ТЕХНИЧЕСКИХ НАУК

Научный руководитель: доктор технических наук, профессор
Панкратенко Александр Никитович

Москва - 2024

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ……..……5

ГЛАВА 1 ОЦЕНОЧНЫЙ СТРУКТУРНО-ЛОГИЧЕСКИЙ АНАЛИЗ СОЗДАННОГО ТЕОРЕТИЧЕСКОГО И ПРАКТИЧЕСКОГО ПОТЕНЦИАЛА ПЛАНА ОТЕЧЕСТВЕННЫХ И ЗАРУБЕЖНЫХ УЧЕНЫХ В ЗАЯВЛЕННОЙ ОБЛАСТИ ПРОБЛЕМАТИКИ

1.1. Анализ выполненных исследований в области прогнозирования и оценки надежности технологических решений при проектировании и строительстве объектов метрополитена с учетом напряженно-деформированного состояния вмещающего массива……..……14

1.2. Анализ технологических структур в комплексной постановке «горнотехническое сооружение – технологические процессы строительства подземных сооружений - природная среда» ……24

1.3. Анализ системных составляющих проявлений аварийных ситуаций в практике строительства объектов метрополитена……37

ВЫВОДЫ…….……52

ГЛАВА 2 РАЗРАБОТКА НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКОГО ОБЕСПЕЧЕНИЯ, МЕТОДИКИ И АЛГОРИТМА ДЛЯ ЧИСЛЕННОГО МАТЕМАТИЧЕСКОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ПРОЦЕССОВ И МЕХАНИЗМОВ ГЕОМЕХАНИЧЕСКОЙ ОБСТАНОВКИ В МАССИВАХ ГОРНЫХ ПОРОД ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ И СТРОИТЕЛЬСТВЕ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

2.1. Обоснование приоритетного использования основополагающих принципов, методических и методологических особенностей метода конечных элементов в рамках теории механики сплошной среды для численного математического моделирования воздействия на вмещающий массив и технологических составляющих процессов реализации строительных процессов и операций при проектировании объектов метрополитена…….……53

2.2 Выбор и обоснование методических и методологических составляющих процедур прогнозной оценки деформаций и смещений в области взаимосвязанного влияния

ведения подземных горных работ с учетом действующей инфраструктуры…….. 65
2.3 Исходные данные для численного математического моделирования процессов и параметров геомеханической обстановки в режиме проектирования и строительства……...……68
ВЫВОДЫ……...……..76

ГЛАВА 3 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПАРАМЕТРОВ МОДЕЛИ УПРОЧНЯЮЩЕГОСЯ ГРУНТА HARDENING SOIL НА ОСНОВАНИИ НАТУРНЫХ ЛАБОРАТОРНЫХ ИСПЫТАНИЙ ГРУНТОВ И ИХ ОПТИМИЗАЦИЯ С ПОМОЩЬЮ МАТЕМАТИЧЕСКОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ИСПЫТАНИЙ ГРУНТОВ В ВИРТУАЛЬНОЙ ЛАБОРАТОРИИ PLAXIS SOIL TEST

3.1 Описание упругопластической модели упрочняющегося грунта Hardening Soil……...……..77
3.2 Состав и методика проведения лабораторных исследований посредством компрессионных и трехосных испытаний……..……..82
3.3 Виртуальная лаборатория PLAXIS SOIL TEST и оптимизированные характеристики расчётных грунтовых элементов, рекомендованные для геомеханического моделирования……...……..90
ВЫВОДЫ…….……..106

ГЛАВА 4 ВЕРИФИКАЦИЯ И АПРОБАЦИЯ ПРАКТИЧЕСКИХ РЕКОМЕНДАЦИЙ ПРИМЕНИТЕЛЬНО К ПРОЕКТИРОВАНИЮ ОБЪЕКТОВ МОСКОВСКОГО МЕТРОПОЛИТЕНА. ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ ПРОЕКТНЫХ РЕШЕНИЙ СТРОИТЕЛЬСТВА СТАНЦИИ КОСИНО И ПРОХОДКИ ТОННЕЛЕЙ КОЖУХОВСКОЙ ЛИНИИ НА СУЩЕСТВУЮЩИЕ ТОННЕЛИ ТАГАНСКО-КРАСНОПРЕСНЕНСКОЙ ЛИНИИ

4.1. Общие сведения о районе производства работ. Инженерно-геологические и гидрогеологические условия строительства……...……107

4.2 Ограничения и уточнения, необходимые для правильной интерпретации результирующих целевых параметров оптимизационной модели Hardening Soil……..……110
4.3. Расчет напряженно-деформированного состояния котлованов станции и вмещающего грунтового массива……116
4.4. Обоснование практических рекомендаций и технологических решений для обеспечения эксплуатационной надежности и безопасности существующих тоннельных сооружений……..…….134
ВЫВОДЫ…….……..144
ЗАКЛЮЧЕНИЕ……..……146
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ……..152

ВВЕДЕНИЕ

В современных условиях недропользования и реализации технологий подземного городского строительства возникает спектр трудноразрешимых задач, связанных с плотной городской застройкой и расположением мест объектов нового строительства, соприкасающихся или пересекающихся с действующей подземной инфраструктурой различного функционального назначения. Как правило, данные ситуации характеризуются наличием дополнительных превентивных мер технологической направленности, минимизирующих риски строительства. Все это с полным основанием можно отнести и к процедуре проектирования и строительства новых объектов метрополитена.

Следует отметить, что геотехническое и геомеханическое обоснование проектных решений строительства новых подземных сооружений метрополитена в обозначенной проблематичной области, в настоящий момент времени имеет весьма существенные недостатки, что обусловлено наличием ряда методических и методологических составляющих, отражающих учет основополагающих особенностей пластического деформирования вмещающего массива, описываемого и прогнозируемого с использованием численных методов.

Это подтверждается значительной аварийностью при проведении подобного рода подземных работ, вплоть до изменения проектной траектории тоннельных сооружений и сооружением обходных маршрутов.

В методологическом плане это, в основном, связано с определенными сложностями реализации комплексного перехода от установленных экспериментальных данных в области установления основных параметров физико-механических свойств пород вмещающего массива к определенным функциональным зависимостям, которые задействованы в рамках проектирования с использованием математического моделирования конкретных геомеханических ситуаций.

Одновременно с этим, следует учесть, что правомерный и адекватный учёт всех составляющих и процессов нелинейного упругого пластического деформирования литологических разностей вмещающего массива при проектировании является основополагающей составляющей процедуры обоснования численных расчётов

устойчивости и эксплуатационной сохранности подземных сооружений в сложной среде функционирования.

Исходя из этого, поставленная научно-практическая задача разработки процедуры обоснования надежности технологических решений при проектировании и строительстве объектов метрополитена с учетом влияния существующей застройки (технологических решений по сохранности и эксплуатационной надежности существующих тоннелей метро в зоне строительства) на основе методов математического моделирования, становится актуальной и приоритетной с учетом стремительного развивающихся требований эколого-промышленной безопасности, предъявляемых к устойчивому и эффективному освоению новых участков подземного строительства с учетом сложившейся и функционирующей инфраструктуры.

Целью работы является разработка научно-методического обеспечения оценки надежности технологических решений при проектировании и строительстве объектов метрополитена с учетом влияния существующей застройки и сопутствующих геотехнических и геомеханических ситуаций.

Идея работы заключается в использовании процедуры численного моделирования напряженно-деформированного состояния, вмещающего горнотехнические конструкции массива и средств крепления существующих тоннелей метро от строительства новых станций и перегонных тоннелей.

Задачи исследований:

- анализ исследований теоретического и практического плана в области прогнозирования и регулирования процессов напряженно-деформированного состояния горного массива с использованием статических расчетов и механики горных пород и технологических подходов к оптимизации параметров комплексной модели системы «горнотехническое сооружение – технологические процессы строительства подземных сооружений - природная среда»;
- провести анализ системных составляющих проявлений аварийных ситуаций в практике строительства объектов метрополитена;

- разработка алгоритмического наполнения научно-методического обеспечения численного математического моделирования процессов и механизмов геомеханической обстановки при проектировании и строительстве подземных сооружений с учетом литологических разностей грунтового массива на базе метода конечных элементов;

- обосновать основные ограничения и уточнения, необходимые для правильной интерпретации результирующих целевых параметров оптимизационной модели Hardening Soil;

- обосновать систему практических рекомендаций и технологических решений для обеспечения эксплуатационной надежности и безопасности существующих тоннельных сооружений в зоне влияния нового строительства.

Степень проработанности основных составляющих проблематичной области:

Основные методические и методологические составляющие исследований, выполненных в последнее время в исследуемой области (2019-2023 гг) связаны с именами таких ученых, как: Протосеня А. Г., Панкратенко А.Н., Плешко М.С., Тер-Мартиросян З. Г., Конюхов Д.С., Пастушков В. Г., Ванина Ю. В., Матюхова О. С., Манько А. В., Волохов Е. М., Мукминова Д. З., Харченко И. Я., Фомченкова Д. И., Лебедев М. О., Романевич К. В., Латышев О. Г., Карасев М. А., Беляков Н. А., Иовлев Г. А. и др. Данные исследования базируются на методологической основе интенсивно развивающегося сектора нелинейной механики грунтов с использованием трансформированных методов численного моделирования, позволяющих осуществлять комплексную оценку и прогнозирование НДС вмещающего массива при проектировании и строительстве подземных сооружений с более тщательным учетом граничных условий и ограничений, - здесь можно отметить труды Федоровского В. Г. (1975), Тер-Мартиросяна З. Г. (1979), Бугрова А. К. (1980); Фадеева А. Б. (1982), Иванова П.Л. (1985), Зарецкого Ю. К. (1988); Улицкого В.М. (1999); Вялова С. С. (2000) и др.

Основными апологетами в области развития теории и практики прогнозирования и оценки НДС вмещающего массива при проектировании и строительстве подземных сооружений является ряд ученых, которые внесли значительный вклад в становление

данного научного направления: М.М. Протодьяконов, И.В. Баклашов, К.В. Руппенейт, Н.С. Булычев, П.М. Цимбаревич, Б.А. Картозия, А.Г. Протосеня, И.В. Родин, W. Prager, D.W. Muir и др.

В проблемной области разработки и использования моделей нелинейного характера протекающих процессов и отдельных составляющих теории пластичности можно выделить работы М.А. Карасева, К. Генки, А.Г. Шашкина, А.А. Ильюшина, А.Н. Ставрогина, R. Lagioia, J.M. Duncan, P.A.Vermeer, T. Schanz, T.A. Bower., S. C. Moller, T. Benz, отдельные аспекты формирования и протекания процессов НДС рассматривались в работах О. Зенкевича, А.П. Господарикова, Р.И. Ларионова, Н.А. Белякова и др. Развитием теоретической базы в области оценки устойчивости обделок тоннельных сооружений с использованием различных подходов занимались в свое время такие ученые, как Б.А.Картозия, А.Н. Панкратенко, А.С. Саммаль, М.С.Плешко, П.А. Деменков и др. В области использования эквивалентных материалов в физическом моделировании можно отметить работы Ф.С. Фролова, А.Н. Конькова, A. Kirsch, и др.

Анализ данных исследований показал, что при наличии обширного числа методических и методологических подходов к обоснованию проектных технологических решений с учетом расчетной базы НДС вмещающих массивов был использован ряд различных и кардинально отличающихся по своей сути допущений, которые приводят к возникновению весьма существенных неточностей в процедуру оценки и прогнозирования НДС с учетом определенных сложностей выделения наиболее значащих и влияющих горно-геологических и горнотехнических факторов на фоне других при строительстве подземных сооружений.

Объектом исследования в диссертационной работе является область взаимовлияния участков нового строительства и действующей инфраструктуры подземных сооружений.

Предметом исследования является оценка и прогнозирование НДС вмещающего массива и технологические решения по сохранности и эксплуатационной надежности существующих тоннелей метро, попадающих в контур влияния ведения подземных работ и объектов нового строительства.

Защищаемые научные положения в рамках проведенных исследований:

1. Нивелирование существенных неточностей процедуры оценки и прогнозирования НДС с учетом определенных сложностей выделения наиболее значащих и влияющих горно-геологических и горнотехнических факторов при проектировании и строительстве объектов метрополитена следует осуществлять с учетом закономерностей протекающих процессов НДС массива литологических разностей горных пород с правомерным и адекватным учётом всех составляющих и процессов их нелинейного упругого пластического деформирования, что является основополагающей составляющей процедуры обоснования численных расчётов устойчивости и эксплуатационной сохранности подземных сооружений в сложной среде функционирования и разработки дополнительных превентивных мер технологической направленности, минимизирующих риски строительства.

2. Выбор и обоснование рациональных направлений в области сохранности и эксплуатационной надежности существующих тоннелей метро в зоне строительства следует осуществлять на базе научно-методического обеспечения оптимизационного многопараметрического моделирования (метод конечных элементов плюс оптимизационная модель типа Hardening Soil), которое направлено на реализацию наиболее эффективных технологий подземного строительства с позиций минимизации сопутствующих геотехнических рисков и создания приемлемого уровня промышленно-экологической безопасности.

3. Достоверная и объективная система формирования расчетных схем деформационных процессов в литологических разностях вмещающего массива при проектировании и строительстве тоннельных сооружений в контурах нового строительства и существующей действующей подземной инфраструктуры с учетом их взаимовлияния и при использовании технологий подземного строительства должна формироваться на базе взаимоувязанного корректного учёта сопутствующих физико-механических свойств литологических разностей вмещающего массива пород и конструкционных материалов, технологий последовательности возведения подземных сооружений и т.д.)., решения возникающих при этом геомеханических и геотехнических с учетом комплексной трансформации и оптимизации составляющих

результирующих целевых индикаторов оптимизационной модели типа Hardening Soil, что дает возможность прогнозировать и идентифицировать образование в режиме разупрочнения проблемных участков и наметить выработку корректирующих технологических решений.

Методы исследований. В области заявленной проблематики диссертации для решения основных составляющих задач исследований был использован комплекс научных методов, включающий: методы системной оценки, структурно-логического анализа, натурные экспериментальные методы исследований с обработкой массивов статистических данных, отдельные методические и методологические составляющие механики твердых тел, теории прогнозирования и деформирования упругих пластических пористых сред, оптимизационные методы параметров и т.д. Основой методологического и алгоритмического обеспечения проведения исследований являются принципы и концептуальные составляющие метода конечных элементов, который реализуется в пространственной постановке в рамках оптимизационной модели типа Hardening Soil.

Достоверность и объективность результатов теоретического и практического плана в рамках проведенных автором исследований с элементами научной новизны, предопределяется и находит подтверждение в области удовлетворительной степени сходимости и совпадения конечных результирующих данных математического моделирования по сравнению с экспериментальными опытными данными, корректного учёта физико-механических свойств литологических разностей вмещающего массива пород и конструктивного исполнения систем крепления, технологических процессов и операций строительства подземных сооружений и т.д.), корректным использованием и правильной интерпретацией результирующих целевых индикаторов оптимизационной модели типа Hardening Soil.

Теоретическая значимость проведенных исследований в области проектирования горнотехнических систем обусловлена элементами развития методологии формирования научной информации, в основе которой заложена возможность изменения, уточнения и адаптации сложившихся представлений о формировании НДС в различных горно-геологических и горнотехнических условиях

и используемых технологических схем строительства подземных сооружений, позволяющей с достаточной степенью объективности и надежности верифицировать используемые методы расчета систем крепления с оптимизацией их параметров и обеспечением приемлемого уровня промышленно-экологической безопасности.

Практическая значимость проведенных исследований заключается в разработке и обосновании практических рекомендаций применительно к объектам Московского метрополитена в области оценки влияния строительства станции «Косино» и проходки тоннелей Кожуховской линии на существующие тоннели Таганско-Краснопресненской линии и разработки технологических решений по сохранности и эксплуатационной надежности существующих тоннелей метро в зоне строительства.

Определенная степень практической ценности присутствует при реализации НИР в заявленной проблематичной области и использовании в учебном процессе высших учебных заведений горного профиля при изучении профильных дисциплин, которые формируют необходимые знания и компетенции в области проектирования и строительства подземных объектов различного функционального назначения.

Научная новизна обусловлена следующими составляющими:

- трансформированы и усовершенствованы существующие методические подходы к формированию математических моделей в области оценки и прогнозирования НДС в сегменте решения геотехнических и геомеханических ситуаций в области сохранности и эксплуатационной надежности существующих тоннелей метро в зоне строительства;
- разработаны основные составляющие научно-методического обоснования технологических решений в области сохранности и эксплуатационной надежности существующих тоннелей метро в зоне строительства методика (алгоритм, итерации, продукционные правила, система ограничений и граничных условий, программный комплекс), отличающиеся актуализированным наличием аппарата численного моделирования сопутствующих задач геомеханического плана при подземном строительстве тоннельных сооружений и возможностью их и управления и регулирования;

- с привлечением метода конечных элементов, который реализуется в пространственной постановке в рамках оптимизационной модели типа Hardening Soil разработан механизм сравнения и выбора наиболее эффективных технологических проектных решений по обеспечению эксплуатационную сохранности и распределению более равномерной силовой нагрузки на обделку существующих тоннелей метро в условиях нового строительства;

- с использованием оптимизационной модели получено распределение основных внутренних усилий в тоннельных сооружениях до и после завершения проходки тоннелей Кожуховской линии из котлована ст. «Косино». По результатам внутренних усилий в обделке существующих тоннелей рассчитаны коэффициенты запаса по прочности, также визуализированы дополнительные перемещения в тоннельных сооружениях после окончания строительства объектов метрополитена Кожуховской линии.

Личный вклад автора состоит:

- в обосновании актуальности, формировании внутреннего наполнения основной идеи и цели проведения исследований в рамках обозначенной проблематики, взаимоувязанного ряда частных задач, решение которых позволяет сформировать целостную систему последовательности проведения исследований, концепции, методологических и методических положений формирования расчетных схем деформационных процессов в литологических разностях вмещающего массива при проектировании и строительстве тоннельных сооружений, проведении ряда численных экспериментов в области механики сплошной среды, установлении сопутствующих закономерностей и верификации разработанных практических рекомендаций применительно к объектам Московского метрополитена в области сохранности и эксплуатационной надежности существующих тоннелей метро в зоне строительства.

Реализация результатов работы. Разработанная целостная система последовательности проведения исследований в области сохранности и эксплуатационной надежности существующих тоннелей метро, попадающих в зону влияния нового строительства, сопутствующей концепции, методологических и

методических положений формирования расчетных схем деформационных процессов в литологических разностях вмещающего массива при проектировании и строительстве тоннельных сооружений использованы применительно к объектам Московского метрополитена в области оценки влияния строительства станции «Косино» и проходки тоннелей Кожуховской линии на существующие тоннели Таганско-Краснопресненской линии и разработки превентивных технологических решений.

Отдельные элементы и результативные составляющие проведенных автором исследований используются в рамках учебного процесса в Московском горном институте НИТУ МИСИС при освоении ряда профильных дисциплин кафедры «Строительство подземных сооружений и горных предприятий» и «Геотехнологии освоения недр (строительные)» (г. Москва).

Апробация работы. Основные теоретические и практические результаты диссертационной работы и научные положения представлялись, докладывались и получили одобрение на международных научных конференциях: "Неделя горняка - 2021", г. Москва, 2021 г; "Неделя горняка - 2022", г. Москва, 2022 г; "Неделя горняка - 2023", г. Москва, 2023 г.

Публикации. По теме диссертации опубликовано 7 научных работ, включая 2 в изданиях ВАК, 2 – в системе цитирования SCOPUS, 2 – в системе цитирования Web of Sciense, 1 – в прочих изданиях.

Объем и структура работы. Диссертация состоит из введения, 4 глав, заключения, списка литературы из 231 наименования, приложения (2 стр.) и содержит 173 страницы машинописного текста, 99 рисунков, 22 таблицы.

ГЛАВА 1 ОЦЕНОЧНЫЙ СТРУКТУРНО-ЛОГИЧЕСКИЙ АНАЛИЗ СОЗДАННОГО ТЕОРЕТИЧЕСКОГО И ПРАКТИЧЕСКОГО ПОТЕНЦИАЛА ПЛАНА ОТЕЧЕСТВЕННЫХ И ЗАРУБЕЖНЫХ УЧЕНЫХ В ЗАЯВЛЕННОЙ ОБЛАСТИ ПРОБЛЕМАТИКИ

1.1 Анализ выполненных исследований в области прогнозирования и оценки надежности технологических решений при проектировании и строительстве объектов метрополитена с учетом напряженно-деформированного состояния вмещающего массива

С учетом значительного многообразия и масштабности проведенных в области оценки надежности технологических решений при проектировании и строительстве объектов метрополитена с элементами прогнозирования и регулирования процессов напряженно-деформированного состояния горного массива исследований зарубежных и отечественных авторов практической, методологический и методической направленности, всю их совокупность можно разделить конструктивному признаку, заложенному в их основу: - первая группа теоретического плана исследований проводилась в границах рассмотрения внутренних механизмов и процессов механики твердых грунтов, взаимоувязанных с вопросами тепломеханики (Б.Н. Достовалов [1], Н.А. Цытович [2,3,4], В.А. Кудрявцев [5,6,7,8,9], Э.Д. Ершов [10,11,12], O.B. Andersland [13], B. Ladanyi [14,15], и др.), вторая группа практического плана проводилась в границах технологического прикладного сектора: - многопараметрическое обоснование используемых технологий подземного городского строительства с учетом геотехнического риска строительства и разработки корректирующих управляющих воздействий (Н.Г.Трупак [16,17]), третья группа исследований была локализована в области количественной и качественной оценки и прогноза деформационных процессов и смещений с механизмами их развития. Данные работы сегментарно выполнялись в рамках использования аналитических методов (С.П. Колбенкова [18], С.Г. Авершина [19], Р.А. Муллера [20] и др.), полуэмпирических и эмпирических (В.П. Хуцкого

[21], В.Ф. Подакова [22], М.В. Долгих [23], S. Li [24], Z. Liu [25] и др.) и моделирования и оптимизации (Ю.А. Лиманов [26], Д.А. Потемкин [27], Е.М. Волохов [28], Н.А. Беляков [29], Я.А. Кроник [30], С.Ю. Новоженин [31] и др.).

Определенный интерес в рамках обозначенной проблематики проведения исследований представляет ряд работ, выполненных в последнее время (2019-2023 гг).

В работе [32] в области развития методологии решения приоритетных и актуальных нелинейных задач геомеханической среды строительства подземных сооружений представлены обобщающие результаты в области моделирования с использованием эквивалентных материалов с акцентированием их положительных и негативных составляющих за последние годы, - предложены конкретные шаги и процедуры их трансформации и улучшения в рамках комплексного и взаимоувязанного использования и реализации с натурно - математическими методами при процедурах оптимизации.

В работах [32,33] выполнены исследования по формированию методических положений расчета несущей способности систем крепления подземных сооружений с учетом системы сопутствующих ограничений и граничных условий в пространственной постановке. В результате проведения исследований была разработана соответствующая методика расчета НДС в условиях, упругопластической, упругой и нелинейной сред в контуре горной выработки. Показано наличие зон предельных состояний во вмещающем массиве и расрыт механизм их формирования с формой и размерами. Проведено сравнение модели, в основу которой заложено понятие «упругопластическое тело» с моделью, в основу которой заложено понятие «упрочняющий грунт». В рамках использования последней модели предложен алгоритм определения границ зоны возникновения и развития пластических деформаций.

В работе [34] выполнены исследования в области совершенствования и развития методов прогноза устойчивости подземных горных выработок и массива вмещающих пород с использованием фрактальной составляющей трещинноватости горных пород. Предлагается рассматривать целевую функцию критерия устойчивости с учетом

отношения функций НДС массива и разрушаемости вмещающих пород. Вводится понятие «фрактальный коэффициент формы», который служит критерием оценки концентрации напряжений в контуре горной выработки. Основополагающим выводом проведения исследований является то, что объемные деформации с разрушением или сдвиг имеют прямую зависимость от фрактальной составляющей трещинноватости горных пород.

В работах [35,36] основные методические положения использования риск-ориентированного подхода при реализации технологий подземного строительства и алгоритмическое наполнение процедуры выбора метода расчета систем креплений тоннельных сооружений при проведении мероприятий по их реконструкции с учетом существующих динамических нагрузок). На основе ряда проведенных исследований теоретического плана выдвинута гипотеза о меньшей величине динамических нагрузок в системах крепления тоннельных сооружений с учетом фактора времени, нежели в первоначальный период эксплуатации, что в последствии было подтверждено данными геолого-экологического мониторинга. Конечные результирующие данные были использованы в целях верификации используемых методов расчета систем крепления тоннельных сооружений, для повышения достоверности и объективности процедуры оптимизации их параметров для обеспечения эксплуатационной сохранности.

В работах [37,38] проведены исследования в области оценки эффективности принимаемых проектных решений для сохранения эксплуатационной устойчивости объектов промышленной инфраструктуры в зоне строительства подземных сооружений метрополитена для предотвращения формирования и развития аварийных ситуаций различной направленности. Выявлено, что основным источником проявления внештатных ситуаций является определенная степень недостоверности исходной горно-геологической и горнотехнической информации, имеющих крайнюю степень проявления в условиях интенсивной и плотной городской застройки. Описаны основные причины проявления барражного эффекта, который приводит к значительному ухудшению физико-механических свойств

грунтового массива и формированию негативных тенденций в НДС оснований зданий и сооружений существующей промышленной и жилой инфраструктуры.

В работе [39] проведены исследования в области формирования и проявления процессов развития поверхностных деформаций при реализации технологий подземного строительства с использованием ЛПО тоннельных сооружений метрополитена. Выявлено влияние основных факторов на формирование и развитие деформационных процессов с учетом всех составляющих сложности решаемой прогнозной задачи и алгоритмического обеспечения исходной расчетной схемы с целью ее упрощения с привлечением МКЭ. В рамках предложенной расчетной схемы можно осуществлять прогноз формирования и развития деформационных процессов в разные временные интервалы строительства подземных объектов, отличающиеся наличием наиболее опасных деформаций растяжения.

Развитие расчетных процедур конечно-элементного анализа предопределило актуальность выполненных исследований, изложенных в работе [40], которые адаптированы к численному моделированию систем крепления перегонных тоннелей. Использовались две расчетные схемы систем крепления с наличием одномерных и двумерных элементов, приведены методологические и методические аспекты решаемой задачи, блок-схема алгоритма выполнения сопутствующих расчетов и обобщены результаты.

В работе [41] рассмотрены основные направления и конкретные пути решения ряда нелинейных задач, характеризующихся наличием комплекса ограничивающих факторов в виде значительной глубины ведения подземных строительных работ, пликативной и дизъюнктивной нарушенности вмещающего массива, большой вероятности проявлений динамических процессов слагающих структур, взаимовлияния объектов существующей промышленной инфраструктуры и объектов нового строительства, изменения физико-механических свойств и параметров пород в динамике и пр. Показывается, что подобные задачи не имеют решения в общепринятой постановке и поэтому происходит их декомпозиция на ряд частных составляющих путем введения упрощающих допущений.

В работе [42] в области оценки и прогноза НДС строительных конструкций была задействована инновационная система мониторингового контроля SciGauge. В целях обнаружения проблемных участков смещений и напряжений в конструкциях станции метрополитена «Площадь Ленина» (г. Минск) в 3D постановке была реализована модель объекта. В основу возмущающих воздействий были заложены технологические решения по реконструкции объекта. Мониторинг осуществлялся в круглосуточном режиме и отслеживал тенденции и закономерности воздействия строительных работ на сложившееся НДС системы «грунт – сооружение» с учетом сложившейся плотной городской застройки с большой вероятностью предупреждения проявлений возможных внештатных аварийных ситуаций.

Механизм и процессы деформирования вмещающего массива и разрушения породы вследствии фрактального проявления микротрещин детально описаны в работах [43, 44, 45, 46.] Процесс разрушение породного массива обусловлен девиаторным нагружением с условием прослеживания прямой связи критерия прочности с касательными напряжениями. В рамках объяснения этого механизма разрушения предлагается использовать пару независимых функций (поведение массива при изотропном упрочнении и при сдвиговом).

Таким образом, можно констатировать, что к настоящему научным, проектным и строительным сообществом сформирован и накоплен значительный опыт реализации различных проектов подземного строительства (эффективные проектные, технологические и конструктивные решения), отличающихся довольно сложными условиями воплощения.

Однако для того, чтобы сформировать работоспособное и одновременно адаптивное и объективное научно-методическое обеспечение решения заявленной задачи требуется провести анализ значимых этапов и фрагментов развития методологии в заявленной области.

Общие положения исходных этапов методологии базировались на механических моделях линейно-деформируемой среды [47] в рамках представлений теории упругости. Основополагающей в этих представлениях заявлялась линейная зависимость, проявляющаяся в области напряжений и деформаций (упругая стадия -

закон Гука), причем правомерность ее использования предопределялась возможностью активного нагружения [48]. Пионерными в этой области заявляются решение Фламана (1892 г.) [49], Митчела (1902 г.), Буссинеска (1885 г.), Кельвина и др.

Дальнейшее развитие работ в данной области связано с такими учеными, как: М.И. Горбунов-Посадов [50], Г.К. Клейн [51], Н.А. Цытович [2], Н.М. Герцеванов [52], Ф. Шлейхер, К.Е. Егоров [53], С.П. Тимошенко [54], З.Г. Тер-Мартиросян [55] и др. [56, 57], которые в целевую функцию вводили разноплановые ограничения с целью улучшения работоспособности заявленного методического аппарата.

В ряде зарубежных исследований [58–64, 65, 66–71] приводятся разнообразные методические подходы с использованием алгоритмов численного моделирования решения обратных задач процессов и механизмов формирования НДС во вмещающих массивах с использованием отдельных составляющих решений Фламана, Митчела и Буссинеска.

Следующий этап развития нелинейной механики грунтов с использованем численного моделирования связан с рядом исследований (Бугрова А. К.,1980; Вялова С. С.,2000; Зарецкого Ю. К.,1988; Иванова П.Л., 1985: Тер-Мартиросяна З. Г., 1979; Улицкого В.М., 1999; Фадеева А. Б., 1982; Федоровского В. Г., 1975 и др.). В результате этих исследований существующие модели быди трансформированы и дополнены составляющими, более адекватно и надежно отражающие физические основы происходящих процессов и явлений и позволяли производить качественный и количественный анализ и оценку напряженно-деформированного состояния в различных горно-геологических и горнотехнических условиях строительства и эксплуатации подземных сооружений.

Впоследствии пришли ко мнению, что все типы деформаций в контуре вмещающего массива подземного сооружения следует делить на две составляющие, отличающиеся характером проявлений: линейные (упругие деформации) и нелинейного характера (пластические) [72, 73, 74, 75, 76]. В целях достоверного описания формирования и проявления НДС грунтовых массивов формируется и разрабатывается ряд концепций их математического наполнения и описания. Здесь

основной сектор представлен концептуальными моделями на базе использования методических аспектов и составляющих теорий ползучести, пластичности и упругости с учетом пластического течения [77, 78, 79, 80, 81, 82, 83, 84].

В дальнейшем все более возрастающие требования к объективности и надежности геомеханической оценки и прогнозирования НДС привели к появлению и распространению более сложных в архитектуре и понимании геомеханических моделей. К моделям такого уровня можно с полным основанием отнести модификации модели (Hardening Soil [85]) Modified Cam-Clay [88, 89, 90]), критического состояния Кам-Клэй шатрового типа (Cam-Clay [86, 87] и Hardening Soil Small [79]), которые функционально построены не на линейной, а на гиперболической зависимости основных тензоров напряжений и деформаций. Алгоритмическо-математическое наполнение этих моделей связано с именами ученых: (T. Benz, 2007 [79]; R. Lagioia, 2016 [91]; Jinsong, H. J., Huang, 2009 [92]). Отличаются они рядом допущений и ограничений в области корректной интерпретации получаемых результатов.

Далее в методологии оценки и прогнозирования НДС появляется и вводится в обиход понятие критерии прочности, который позволяет определить пределы текучести в зоне упругости и начале образования пластических деформаций:

$$f(l_1, l_2, l_3) = S = const, \qquad (1.1)$$

где S – с постоянной величиной (константой), ввод которой требуется при условии $f < S$ (возникновение упругих деформаций). В этой области следует отметить многочисленность интерпретаций видов целевых функций критериев прочности [93, 94, 95, 96, 97, 98, 99], отличающихся количеством составляющих констант, способами корректной интерпретации многообразия напряженных состояний массива и общеметодологических принципов, заложенных в их основу. Сложившиеся классификации критериев прочности по вышеописанным принципам их формирования приведены в трудах [100, 101, 102].

Многочисленными исследованиями доказана правомерность использования для грунтовых моделей поверхностей текучести Мацуока – Накаи (Matsuoka-Nakai [103,

104]) и Кулона-Мора в сопоставимости с поверхностями текучести Треска, Вон-Мизеса и Друкера-Прагера.

Пионерной в области моделирования с использованием методических подходов теории пластичности без учета упрочнения является работа Г. Генки [105], которая затем была развита Р. Шмидтом [106] с учетом упрочнения. В этой области можно отметить работы Ю.К. Зарецкого и В.Н. Ломбардо [107], W.T. Koiter [108]", А.А. Ильюшина [109], А.Н. Ставрогина [110] и др. [76, 111, 112, 113, 114]. Основополагающим в их исследованиях являлась гипотеза уплотнения грунтового массива в результате нагружения и последующего деформирования (эффект Баушингера (1881), т.е. приобретают свойство анизотропии, приводящее к изменению формы.

Алгоритм процедуры возврата в этом случае предусматривает наличие упруго-пластической матрицы жесткости (последовательная линеаризация напряжений) [115, 116, 117]. Процедуры интегрирования уравнений деформирования грунтовой среды в этом случае можно разделить на две составляющие: прямой и обратный метод Эйлера. Первая составляющая, получившая название (cutting plane algorithm - CPA) с использованием режущих плоскостей была разработана J.C. Simo и T.J.R Hughes и усовершенствована G. C. Nayak и O. C. Zienkiewicz [118]; O. C. Zienkiewicz [119]; у D.J.R. Owen и E.F. Hinton [120].

Вторая составляющая, получившая название (the implicit closest point projection method – CPPM), имеющая в методической основе наличие метода проекции ближайших точек была разработана J.C. Simo и R.L. Taylor [121] и усовершенствована J. Huang and D.V. Griffiths [122], Hughes [123] и Jinsong, H. J., Huang и D.V. Griffiths [124].

В последнее в разряд приоритетных и актуальных задач численного моделирования выходит задача как выбора конкретного вида геомеханической модели, так и ее входных параметров (исходной информации моделирования) [125, 126, 127, 128, 129, 130, 131, 132, 133, 134]. Это объясняется наличием множества модификаций геомеханической модели и довольно сложным математическим аппаратом проведения расчетов, что предопределяет значительную вероятность

получения ошибочных результатов. Это касается моделей модификаций E (закон Гука), HS (Hardening-Soil), MC (Кулона-Мора), HSs (Hardening-Soil Small). Возникает вопрос сходимости результатов представленных модификаций и обоснованного выбора последней (программные комплексы Abaqus, Plaxis ZSoil, Midas и др.). Исходя из решаемой задачи, связанной с вопросами снятия нагрузки, модельные представления (Creep Model и Soft-Soil) не используются в рамках проведения сопутствующих расчётов.

Модель MC (Кулона-Мора) построена на использовании поверхности текучести, которая обычно представляется гексагональным шестигранником. В рамках данной модели формируются приращения пластических деформаций в гексогональном пространстве распространения главных напряжений. Модель HS, основы которой разработаны T. Schanz [134] имеет те же базовые составляющие, но дополнительно имеет такую итерационную составляющую, как упрочнение от приложения начальной нагрузки. Модель построена на концептуальной основе ранее выполненных работ P.A. Vermeer [135, 136]. Модель HSs имеет дополнительную шатровую поверхность текучести полусферической формы (Modified Cam-Clay) T. Benz [79, 80]. Обе версии построены на учете жесткости и дилатансии. Есть модификации, которые построены еще и на учете пористости T. Marcher и P.A. Vermeer [137] и сцепления S.C. Moller [138]. Модель HS LC (T. Bower) представляет ряд трансформаций – улучшений в области целевых функций математических выражений и введением дополнительных алгоритмов процедуры возврата.

В основе вышеперечисленных моделей с упрочнением лежат такие базовые понятия, как поверхность текучести $\boldsymbol{fs}$, закон сдвигового упрочнения, пластический потенциал $\boldsymbol{gs}$, закон изотропного упрочнения, мультипликаторы пластичности и пр. Определенные трансформации этих моделей в области больших и малых деформаций связаны с именами R.L. Kondner и J.S. Zelasko [139], B.O. Hardin и V.P. Drnevich [140], J.A. Santos и A. G. Correia [141]. Трансформации в области ограничения дилатансии связаны с именами M. Wehnert [142] и O.K. Soreide [143], X.S. Li [144], Бенза [92].

Проведенный анализ имеющегося ряда упругопластических моделей выделил основной тренд, базирующийся на использовании моделей с упрочнением грунта. Трансформация этого тренда осуществлялась с учетом верификации получаемых результатов на базе валидационного анализа до приемлемого уровня сходимости экспериментальных и теоретических данных, что практически сводит на нет использование других модельных представлений при оценке НДС вмещающего массива в зонах нового строительства с учетом существующей инфраструктуры.

Формирование в результате использования моделей этого класса достоверного представления о характере и степени влиянии нелинейного деформирования вмещающих массивов на механизм формирования НДС позволяет обеспечить разработку проектных технологических решений для обеспечения эксплуатационной устойчивости подземных сооружений и обоснования наиболее целесообразного способа его строительства.

1.2. Анализ технологических структур в комплексной постановке «горнотехническое сооружение – технологические процессы строительства подземных сооружений - природная среда»

Анализ комплекса технологических составляющих процесса проектирования и строительства подземных сооружений показал, что они реализуются с использованием трех принципиальных составляющих, основанных на отличительных свойствах геотехнической среды и механизмах производства сопутствующих работ.

В области технологических подходов к оптимизации параметров комплексной модели системы «горнотехническое сооружение – технологические процессы строительства подземных сооружений - природная среда» в постановке минимизации негативного их технологического воздействия на сложившуюся промышленную и жилую инфраструктуру можно отметить работы Б.Н. Астраханова, К.П. Безродного, Д.М. Голицынского, С.Г. Елгаева, Ю.А. Крюковского, Н.И. Кулагина, С.В. Мазеина, А.Г. Мацегора, М.А. Мутушева, М.О. Лебедева, А.Н. Панкратенко, М.С. Плешко, Д.С. Конюхова, Б.И. Федунца, В.В. Чеботаева, Е.В. Щекудова, C.H.Chen, Y.C.Tsai, T.R. Wen и др. [145, 146, 147, 148, 149, 150, 151, 152, 153, 154, 155, 156, 157, 158, 159, 160, 161, 162, 163].

Одинаковыми связующими в технологиях подземного строительства являются строительное оборудование, конструкции, механизмы и пр., однако в различных горно-геологических и горнотехнических условиях выполняемые технологические операции кардинально отличаются.

Открытый или полузакрытый способы строительства подземных сооружений характеризуется ведением подземных горных работ в котлованах со среднединамической глубиной 12-15 м, отмечены максимальные отметки в 40 м. Данные технологии предусматривают возведение ограждающих конструкций.

В зависимости от ограждающих конструкций используются те или иные методы производства работ, так как все они оказывают различное влияние на существующую инфраструктуру, рис. 1.1.

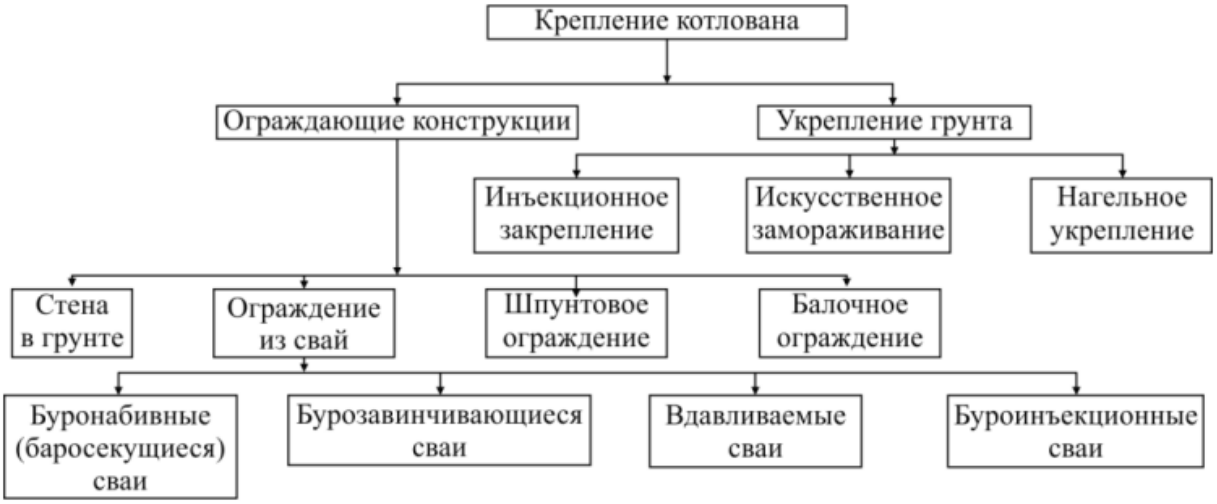


Рис. 1.1 – Системы крепления сооружений котлованного типа

В этой области можно отметить исследования Б.Н. Астраханова, А.Н. Власова, Ю.К. Зарецкого, В.А. Ильичёва, И.В. Колыбина, П.А. Коновалова, М.В. Королева, М.Я. и С.М. Крицких, М.Б. Лисюка, Р.А. Мангушева, Н.С. Никифоровой, В.П. Петрухина, В.В. Семенюка-Ситникова, В.М. Улицкого, А.Б. Фадеева, Д.Ю. Чунюка, А.Г. и К.Г. Шашкиных, M. Barański, S.J. Boone, J.B. Burland., A. Chirica, A. Dąbska, R. Essler, D.T. Goldberg, M.D. Gordon, H. Hotta, X. Hoy, W.E. Jaworski, Y. Katsura, Katzenbach, J.H. Kim, S. Łukasik, C. Moormann, K. Nakanishi, R.B. Peck T., P. Popielski, P Scott., Szczepański, M. Świeca, M. Xia, C.S. Yoo и др.

Данные технологии предусматривают выполнение технологического процесса погружения свай и различных металлических конструкций в грунтовый массив. В качестве технических средств, обслуживаемых этот технологический процесс можно отметить копры и дизель-молоты и вибропогружатели (рис. 1.2).

В качестве превалирующего недостатка этих технологических схем можно отметить интенсивные вибрационные и ударные воздействия на вмещающий массив, которые формируют проявления ряда негативных последствий, выражающиеся в выдавливании грунта в рабочее пространство, проявлении осадок и трещинообразования в существующей инфраструктуре и т.д.

Рис. 1.2 – Технические средства для строительства ограждающих конструкций котлованов [230]

В силу представленных существенных недостатков данные технологии в настоящее время реализуются преимущественно в условиях отсутствующей застройки и неосвоенной территории с использованием высокочастотных вибропогружателей.

В целях минимизации геотехнических рисков в условиях плотной городской застройки используются реверсивные пневмопробойники (технологии бестраншейной прокладки коммуникаций), а в целях снижения негативных проявлений технологического воздействия используются технологии завинчивания и задавливания свай и шпунта с использованием гидравлической сваевдавливающей машины и координационного модуля (режим реального времени и учет пространственных координат).

В качестве основных недостатков используемых технологических схем можно отметить выпор и переуплотнение грунтового массива.

В качестве приоритетной и превалирующей технологии, широко использующейся в настоящее время для устройства котлованов глубиной 15 - 35 м в условиях сложившейся промышленной и жилой инфраструктур, можно отметить

конструкцию «стена в грунте». Она реализуется со следующими конструктивными и технологическими параметрами:

1. Выемка грунта в траншее осуществляется бурофрезерной установкой, грейфером либо гидрофрезой [рис.1.3, 1.4] с использованием бетонитовой защиты, затем формируется система крепления из железобетона толщиной 600-2400мм;

2. Во время выемки грунта используется система крепления из бурокасающихся либо буросекущихся свай [рис. 1.5].

Рис. 1.3 – Конструктивное исполнение плоского двучелюстного и штангового грейфера

Рис. 1.4 – Конструктивное исполнение грейферной фрезы

Рис. 1.5 – Использование буросекущих свай при способе «стена в грунте»

Методологическое и методическое наполнение этой технологии, «стена в грунте» связано с именами таких ученых, как В.Я. Копейко А.Н. Мещеряков, М.И. Смородинов, Б.С. Фёдоров, В.Б. Хейфец, П.И. Ястребов [164, 165, 166, 167, 168, 169].

Элементы усовершенствования этой технологии (повышенная сплошность и водонепроницаемость), связанные с использованием листовой арматурой (СМГЛА центра «ЗЭСТ») представлены в работе С.О. Зеге, И.В. Колыбина и Л.В. Маковского [170, 171, 172].

Однако и эта технология имеет ряд ограничений как по глубине, так и по ширине котлована, в этом случае используются технологии с использованием буронабивных и буросекущихся свай, хотя отличаются меньшей производительностью работ и более высокими эксплуатационными издержками.

Разрядно-импульсная технология (РИТ) [173] в своей основе имеет воздействие высоковольтных электрических разрядов на инъекционные растворы в обоих направлениях. Результатом является эффект снижение пористости и упрочнение грунтового массива, что обуславливает основные преимущества данной технологии.

Технологии струйной цементации И.И. Бройд, С.О. Зеге, А.Г. Малинин, М.Е. Меркурьев, О.Л. Денисов, А.В. Черняков, П.Б. Юркевич [174, 175, 176, 177, 178, 179] (jet-grouting) также нашли широкое применение при сооружении котлованов. Они

основаны на создании несущих ячеистых структур (свайных), - основным недостатком заявляется низкий уровень прочности грунтобетона, однако он нивелируется химическими добавками, которые ускоряют схватывание с целью увеличения прочности.

В качестве недостатков следует отметить и возможности возникновения гидроразрыва, а также высокую вероятность просадки в результате длительного процесса размыва грунтового массива.

Определенную область применения имеют и буросмесительные технологии (DSP – Deep Soil Mixing) [180]. Область применения струйных технологий приведена на рис. 1.6. В их основе лежит технологический процесс механического перемешивания составляющих грунтового массива с вяжущими в теле скважины. Эта технология позволяет формировать грунтоцементные колонны диаметром 400 - 2000 мм и глубиной до 70 м.

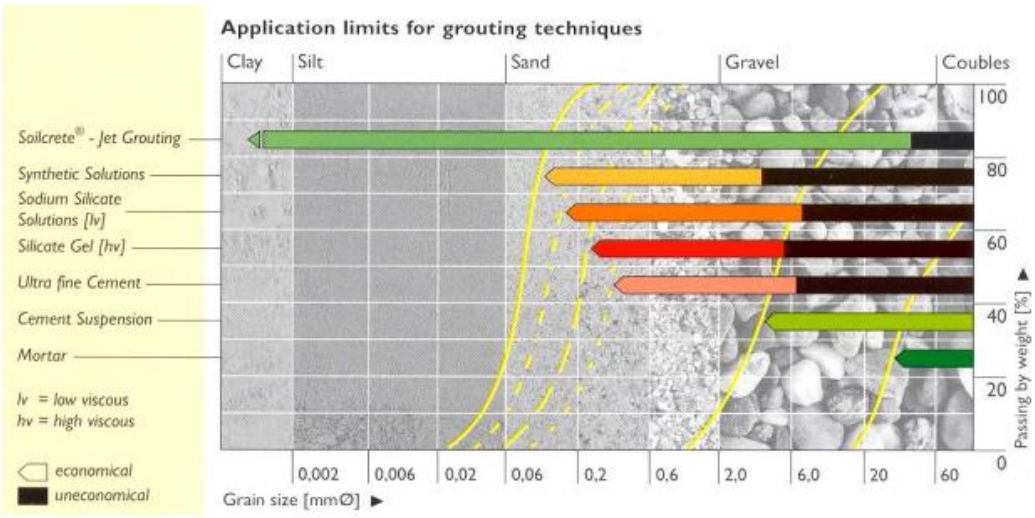


Рис. 1.6 – Область использования струйных технологий в зависимости от вида грунта [180]

Полузакрытый способ производства подземных работ часто связан с работами «нулевого цикла», так как в качестве системы крепления в нем задействованы междуэтажные перекрытия.

Можно отметить следующие основополагающие работы в этой области: А.Н. Аникеева, И.И. Бройда, С.О. Зеге, Л.В. Маковского, С.С. Суханова, Е.В. Петрухина,

П.В. Чеканова, Е.В. Чернякова, В.Я. Шишкина, О.В. Шулятьева, П.Б. Юркевича и др. [181, 182, 183 и др.].

При использовании данной технологии значительные недостатки связаны с системами крепления и технологическими процессами их возведения.

В целом следует отметить, что технологии открытого и полузакрытого типа имеют ряд ограничений на их использование, что предопределяется значительными эксплуатационными издержками на глубинах более 35 – 40 м, большим радиусом воздействия на существующую застройку, - до 200 м, логистические и инженерные коммуникации, связанные с жизнеобеспечением и пр.

Все это приводит к переходу на использование технологий подземного строительства, невзирая на то, что эксплуатационные издержки при прочих равных условиях явно не в пользу последнего, таблица 1.1.

Таблица 1.1

Стоимость сооружения 1 м^2 тоннеля (по материалам [199])

Способ сооружения	Стоимость 1м^2 тоннеля, тыс. руб.
Открытый способ	3,4 – 4,5
Проходка под защитой экрана из труб	4,5 – 5,5
Проходка ТПМК диаметром от 8 м	5,5 – 6,5

При использовании технологий подземного строительства задействуются три разновидности, основанные на механизме извлечения и разрушения грунтового массива: буровзрывной, щитовой и механизированный (с использованием комбайнов). Выбор конкретной технологической схемы существенно зависит от конкретных физико-механических свойств вмещающих пород, ведения пространственных параметров подземного сооружения, глубины заложения и пр. [184, 185].

Именно с использование данных технологий был построен самый длинный тоннель в мире, рис. 1.7.

Общепринятой закономерностью в настоящее время является постоянно увеличивающаяся доля использования технологий подземного строительства, основанная на механизированной щитовой проходке. В Москве при строительстве новых объектов и расширении количества существующих линий метрополитена в

стадии эксплуатации находятся 25 тоннелепроходческих комплексов различного диаметра (6-10 м) с активным пригрузом забоя. Их использование ограничивается наличием нескальных пород, и необходимостью сооружения протяжённых выработок круглой формы поперечного сечения.

Рис. 1.7 – Самый протяженный транспортный тоннель в мире [style.rbc.ru]

В скальных грунтах и при строительстве объектов метрополитена со станциями глубокого заложения используются технологии на основе ведения БВР и пр. На рис. 1.8 приведены результаты технико-экономического сравнения строительства тоннельных сооружений механизированным и традиционными (буровзрывным, НАТМ) способами. Из представленной зависимости эксплуатационных затрат совершенно очевидны преимущества традиционных методов в условиях строительства тоннельных сооружений малой протяженности (менее 1,6 км) с любой формой сечения и сооружаемых в широком диапазоне исходных условий строительства. Из представленного графика видно, что при увеличении длины сооружаемых тоннелей, когда их длина более 3,2 км ощутимо теряется их экономическая эффективность преимущество и в этих условиях предпочтительнее

выглядят различные варианты технологии с использованием механизированной проходки.

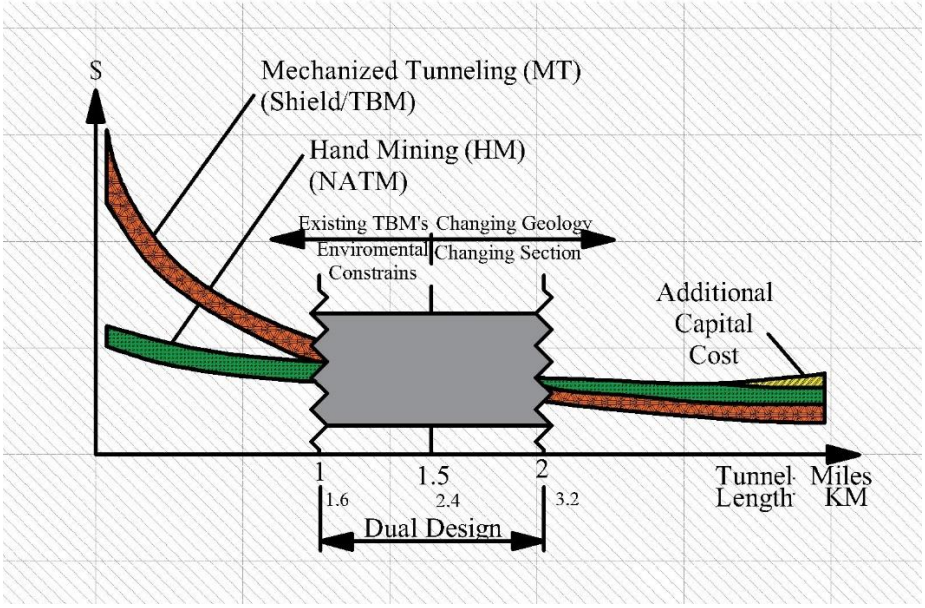


Рис. 1.8 – Области технико-экономической эффективности строительства тоннелей различными способами (механизированным и традиционными (буровзрывным, НАТМ) [186]

Различные аспекты рационального использования ТПМК различного типа, рис.1.9, освещены в работах К.В Абрамчука, З. Айзенштайна, К.П. Безродного, А.П. Букань, Н.С. Булычёва, В.П. Грачёва, А.А. Гончарова, Г.Н. Горбунова, П.В. Деева, Р.И. Касапова, С.В. Мазеина, Г.В. Макаревича, В.С. Малицкого, А.Г. Манюкова, В.Е. Меркина, Р.Д. Милермана, А.Ю. Мичурина, Ф.В Молодцова, Н.И. Кулагина, М.Л. Покрывалова, П.М. Пономаренко, В.П. Самойлова, Н.А. Сорокина, В.А. Субботина, Н.Н. Фотиевой, Р. Херра, Г.Я. Штерна, Е.В. Щекудова, О. Эзлдайна, S. Acun, M. Alber, Y. Arai, U. Ates, G. Atzl, G. Barla, N. Bilgin, Y. Celik, M. Concilia, E. Farrokh, T. Hagedorn, H. Hashiguchi, Q.F. Hu, H.W. Huang, K.S. Hyun, P.D. Jakobsen, Y. Kawagishi, D.Y. Kim, J. Kuepferle, M. Murtaza, Nguyen Duc Toan, H.W. Parker, S. Pelizza, R.A. Robinson, A. Roetteger, M.K. Song, W. Thesen, Y. Ueki и др.

Первоочередной акцент этих исследований сводится к первоочередному учету горно-геологических и гидрогеологических условий осуществления работ по всей трассе тоннеля с выделением особо неблагоприятных.

С учетом вышеизложенного, на основе этих исследований разработан ряд алгоритмов выбора типа ТПМК [187, 188, 189, 190, 191].

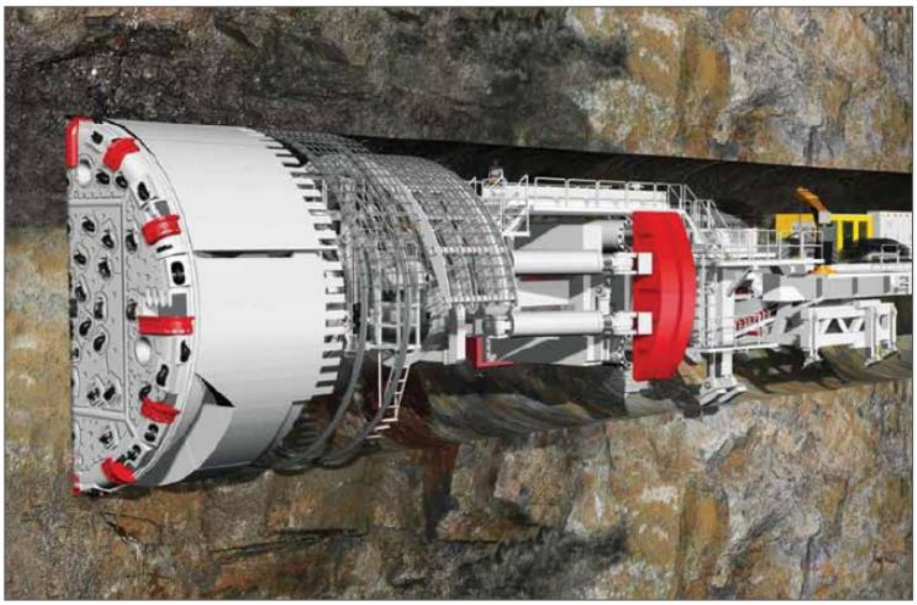


Рис. 1.9 – Конструктивное исполнение ТПМК

В этих исследований установлено прямое влияние отдельных горно-геологических характеристик на технические параметры ТПМК (тип рабочего органа, вращающий момент, режущее усилие и пр. В отдельные проблемные составляющие заявлена степень износа режущих поверхностей рабочего инструмента, который предопределяется степенью абразивности частиц вынимаемого грунта и которая оказывает прямое влияние на усилие давления рабочего органа на забой и скорость резания.

Существует модификация щитовой проходки с суспензионным пригрузом забоя, в основу которой заложены технологические процессы заполнениянод давлением призабойной герметичной камеры тиксотропным раствором для обеспечения технологических возможностей поддержание забоя и транспортирования отбитого грунта на погрузочный пункт поверхности.

Многочисленными исследованиями установлена рациональная область использования технологий щитовой проходки с грунтовым пригрузом забоя (рис. 1.10) при ведении строительных работ во вмещающих массивах мелкозернистых песков, илов, глин. Правильный подбор требуемых параметров пригруза

обеспечивает стабильность и надежность всех выполняемых технологических процессов (отделение и транспортирование) с учетом создания условий для равномерного давления по плоскости забоя. На рис. 1.11 приведена диаграмма, показывающая области использования вышеописанных технологий в г. Москве, где превалирующее положение занимают технологии с грунтопригрузом.

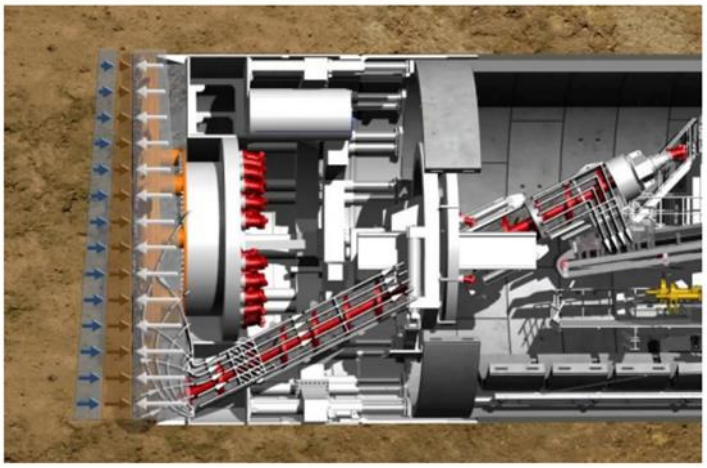


Рис. 1.10 – Технологическая схема ведения горнопроходческих работ с грунтопригрузом

Пионерный характер внедрения технологических решений в области метростроения присущ использованию в Москве и Санкт-Петербурге технологических решений с ТПМК и грунтопригрузом в области сооружения наклонных эскалаторных тоннелей. При реализации данной технологии создаются предпосылки для выхода ТПМК на горизонтальный участок станции, а затем формируется траектория его движения на поверхность с учетом сооружения эскалаторного тоннеля.

Использование технологических схем с бентонитовым пригрузом рационально и эффективно при в условиях высокой водообильности, под руслами рек и водоёмами, т.к. в этом случае формируются более благоприятные условия для стабилизации забоя, и в свою очередь, технологические схемы с грунтовым пригрузом в этих условиях менее предпочтительно, так как обеспечить соответствующую стабилизацию и устойчивость забоя в подобных условиях, под воздействием активного участия подземных вод представляется затруднительным.

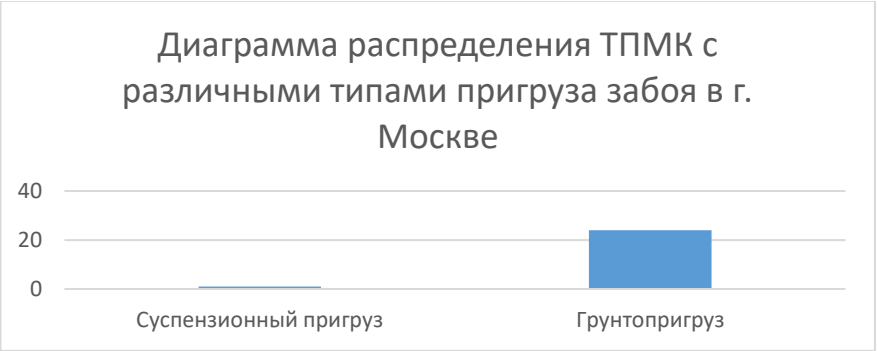


Рис. 1.11 – Интенсивность использования технологий с пригрузом забоя [230]

Набирают темпы использование технологий с помощью ТПМК большого диаметра (9,6/10,5м) с грунтопригрузом сооружения двухпутных тоннелей (Кожуховская линия Московского метрополитена). Глубина ведения подземных горных работ составляет 15-20 м в условиях плотной городской застройки и наличием сложных условий строительства. Все это предусматривает реализацию принципа безосадочной проходки (компенсационное нагнетание).

Занимают свою нишу и технологии с ТПМК малого диаметра, которые, в основном, реализуются для строительства сбоек и технологических выработок различного функционального назначения. Необходимость их использования актуализируется, когда эти объекты строительства достаточно протяженные и им сопутствуют неустойчивые и водонасыщенные грунты (Люблинская линия, строительство двух технологических тоннелей).

Одной из ряда сложных задач является формирование и оснащение технологической оснасткой монтажных камер для ТПМК. Обычным технологическим решением в этом случае является сооружение «стена в грунте» или использование буросекущих свай по технологии НПШ, где в качестве замковых выступают грунтоцементные сваи. В этих случаях для обеспечения более сжатых сроков строительства и снижения стоимости выполнения горных работ часто используют грунтовые анкера вместо традиционных систем распорного крепления.

Непосредственное развитие технологий тоннелестроения с использованием ТПМК связано с внедрением в технологические процессы более производительных и надежных средств транспортирования грунтовой массы, - речь идет о замещении

локомотивной откатки единой конвейерной цепочкой, что позволяет достигать темпов проходки более 30 м/сут. Та же тенденция наблюдается и в вопросах автоматизации доставки блоков до блокоукладчика ТПМК.

Анализ зарубежных исследований в области сооружения тоннелей большого диаметра горным способом в малопрочных вмещающих массивах показал, что в современных условиях высокую степень востребованности имею три способа ведения подземных горностроительных работ: - технологические схемы новоавстрийского способа (NATM), технологические схемы с элементом опережающего крепления и поэтапного раскрытия выработки (ADECO-RS), технологические схемы норвежского способа тоннелестроения (NTM). Все они отличаются принципиально разными системами управления горным давлением во время строительства.

Исходя из результатов проведенного обзора отечественных и зарубежных исследований в качестве основной концепции строительства тоннельных сооружений и объектов метростроения в крупных мегаполисах осуществлять сооружение перегонных тоннелей преимущественно неглубокого заложении закрытым способом, с использованием щитовой проходки с активным пригрузом, а станций и сопутствующих сооружений – с использованием открытого и полузакрытого способов в котлованах, где имеются все сопутствующие возможности использования более дешевых технических средств строительства с более высокой производительностью на более широком фронте. Подтверждением эффективности реализация такой концепции служат показатели темпов выполняемых работ: скорость строительства подземных тоннелей достигает 300 м в месяц и более, а сроки сооружения станций и сопутствующих объектов сокращаются до 2 лет.

Подобного класса технологии, отличающиеся более высокими, по сравнению с горным способом, эксплуатационными издержками, возводятся в ранг приоритетных там, где присутствуют короткие сроки ввода в эксплуатацию объектов подземного с учетом значительной неоднородности вмещающего массива с присутствием зон геологических нарушений различного плана и в условиях значительного гидростатического и горного давлений.

1.3. Анализ системных составляющих проявлений аварийных ситуаций в практике строительства объектов метрополитена

Общепринятой точкой зрения является утверждение о том, что руководствуясь основными положениями Градостроительного кодекса РФ все подземные сооружения в соответствии с функциональным назначением относятся к серии особо опасных, так как обладают довольно сложной технической и технологической иерархическими структурами с определенными энтропийными и эмерждментными свойствами. Процесс их функционирования в силу объективных и субъективных причин различного рода всегда связан с проявлением внештатных ситуаций, асоциированных с авариями, на устранение негативных последствий которых требуются довольно значительные финансовые, материальные и людские ресурсы и временные лаги на их устранение.

Под аварийной (внештатной) ситуацией следует понимать проявление событийного фактора, которое сформировано комплексным влиянием составляющих природного либо техногенного характера с участием человека, в конечном результате приводящих изменению и пересмотру регламентов и сроков строительства подземных сооружений в технологическом и техническом плане. Анализируя ход и примеры реализации технологических и технических решений в рамках реализации программы строительства объектов метрополитена можно отметить, что механизм проявления аварийных ситуаций формируется под воздействием определенных силовых нагрузок на вмещающий массив и интенсивных водопроявлений, нарушений правил техники безопасности и технических регламентов при сооружение подземных объектов и пр. [192,193,194,195].

В качестве базовой информационной основы для систематизации причин возникновения аварийных ситуаций в рамках проведения исследований использованы следующие источники:

– телеграм-канал (https://tgram.ru/channels/metrooperativno),

– метро (http://mosday.ru/news/tags.php?metro).

– twitter metro (https://twitter.com/metrooperativno?lang=ru).

Таблица 1.2 – Проявления аварийных ситуаций при строительстве объектов метрополитенов

Виды	Негативные последствия	Причинные факторы	Способы устранения негативных последствий
разрушающие деформации, приводящие к обрушению стен, полное или частичное затопление строительных котлованов	нарушения сплошности строительных и инженерных конструкций в виде просадок, коммуникаций и промышленной инфраструктуры	отклонения от принятых проектных проработок, технических регламентов строительства	повышение организационно-управленческого уровня выполнения проектных работ и реализации проектных решений в условиях конкретного производства
трассовые отклонения профильной строительной траектории; нарушение геометрии обделки с формированием нарушений сплошности и трещинообразования сверхнормативного характера	изменение регламентированных зазоров и габаритных размеров транспортных тоннелей; потеря водонепроницаемости и несущей способности систем крепления и обделки;	прорыв селевых масс в рабочее пространство строительных котлованов, притоннельных сооружений и систему транспортных тоннелей, нарушения технологии ведения работ с использованием грунтопригруза	разработка и внедрение дополнительных проектных работ в области обеспечения необходимого плана и профиля; разработка и внедрение дополнительных систем крепления с требуемой несущей способностью и водонепроницаемостью
водопроявления и прорывы селевых масс в рабочее пространство строительных котлованов, притоннельных сооружений и систему транспортных тоннелей	полное или частичное затопление рабочего пространства строительного котлована, транспортных тоннелей, нарушения сплошности строительных и инженерных конструкций в виде просадок, коммуникаций и промышленной инфраструктуры	нарушение технологического регламента ведения работ при сооружении ограждения котлована; использование оборудования с повышенным износом; отклонения от принятых проектных проработок, технических регламентов строительства	прогнозирование и своевременный контроль водопроявлений с реализацией превентивных мероприятий

Основными негативными проявлениями аварийных ситуаций (рис.1.12) при подземном строительстве являются:

1. Резкое снижение несущей способности систем крепления и полная либо частичная потеря эксплуатационной устойчивости подземных сооружений.

2. Деформации и смещения элементов крепления, приводящих к уменьшению сечения и регламентированных зазоров и габаритов.

3. Нарушение герметичности систем крепления.

4. Изменение основной траектории и профильной составляющей трассы.

Рис. 1.12 – Фрагменты негативного проявления аварийных ситуаций

До 2011 года в связи реформенным периодом строительство объектов метрополитена в г. Москве характеризовалось довольно медленными темпами, а с 2011 года получило толчок интенсивного и устойчивого развития.

Учитывая это, рационально проанализировать ряд чрезвычайных ситуаций аварийного характера, происходивших в эти периоды с целью установления определенных тенденций и закономерностей.

В 1982 году на определенном этапе строительства московского метрополитена в забой перегонного тоннеля проникли нефтепродукты, которые просочились сверху с территории ранее там находящейся автозаправочной станции. В силу ряда причин произошло их воспламенение, что привело к трагическим последствиям. В качестве

основной причины аварии заявлялось отсутствие проектных проработок в области строительства подземных сооружений в нефтенасыщенных вмещающих массивах.

В 1983 году при ведении БВР, связанных со строительством натяжной камеры станции произошло повреждение сегментов обделки действующего метротоннеля. В качестве основной причины аварии заявлялось нарушение технического регламента производства БВР вблизи действующих объектов.

В 1986 году при проходке фурнели пересадочного узла произошел вывал вмещающих пород. В качестве основной причины аварии заявлялось недостоверность исходной горно-геологической информации.

В особую категорию следует выделить проявления аварийных ситуаций, связанных с недостаточной степенью изученности будущей трассы проводимых тоннельных сооружений в процессе стадий проектирования. В этой области можно отметить случаи загазованности рабочего пространства и прорывы водонасыщенных плывунов.

В 1989 году при сооружении фурнели с технологиями замораживания произошло просачивание жидкого азота в рабочее пространство трубопроводной траншеи, - пострадал рабочий персонал. В качестве основной причины аварии заявлялось нарушение технического регламента производства работ с технологиями замораживания.

В 2013 году отмечены разрушительные деформации с прорывом водонасыщенных масс на перегоне «Выхино» - «Лермонтовский проспект». В качестве основной причины аварии заявлялось низкое качество проектных проработок с недостаточным уровнем изученности горно-геологических условий строительства и низкая квалификация строительной подрядной организации.

В 2016 году отмечены разрушительные деформации с прорывом водонасыщенных масс около 12000 $м^3$ на перегоне «Шелепиха» - «Хорошевская». Деформации дошли до поверхности, где образовалась внушительная воронка, которая привела к обрушению находящихся на этой площади зданий автосервиса и склада. В качестве основной причины аварии заявлялось недостаточный уровнь изученности горно-геологических условий строительства, нарушение технологии

ведения подземных горных работ в области систем крепления (рис.1.13). Источник: https://mining-media.ru/ru/article/newtech/17117-chislennoe-modelirovanie-geomekhanicheskikh-protsessov-pri-stroitelstve-peregonnykh-tonnelej-moskovskogo-metropolitena

Рис. 1.13 - Разрушительные деформации с прорывом водонасыщенных масс около 12000 м^3 на перегоне «Шелепиха» - «Хорошевская»

В 2017 года отмечены разрушительные деформации с прорывом водонасыщенных масс около 40000 м^3 на перегоне «Текстильщики» - «Нижегородская» в рабочее пространство монтажно-щитовой камеры (МЩК). Причиной стало разрушение системы крепления «стена в грунте». Аналогичная авария зафиксирована в западном секторе Москвы (рис.1.14). Источник: https://mining-media.ru/ru/article/newtech/17117-chislennoe-modelirovanie-geomekhanicheskikh-protsessov-pri-stroitelstve-peregonnykh-tonnelej-moskovskogo-metropolitena

Рис. 1.14 – Фрагмент разрушительных деформаций

10 декабря 2017 года отмечен прорыв плывуна в готовый метротоннель протяженностью 35 м при строительстве перегона «Косино» - «Улица Дмитриевского». Работы осуществлялись с использованием ТПМК «Роббинс», который в силу непреодолимых обстоятельств не удалось извлечь из демонтажной камеры.

В 2020 году на трассе перегонного тоннеля «Зюзино» - «Калужская» были зафиксированы проседания дневной поверхности (рис.1.15). Источник: https://mining-media.ru/ru/article/newtech/17117-chislennoe-modelirovanie-geomekhanicheskikh-protsessov-pri-stroitelstve-peregonnykh-tonnelej-moskovskogo-metropolitena

Рис. 1.15 - Проседания дневной поверхности на трассе перегонного тоннеля «Зюзино» - «Калужская»

Следует отметить и аналогичные аварии в функциональной структуре Санкт-Петербургского метрополитена.

Перегонные тоннели «Лесная» - «Площадь Мужества» технологически были пройдены один над другим с использованием технологии замораживания и многослойной жесткой обделки.

Через 20 лет эксплуатации (1995 год) резко увеличились водопритоки (700 $м^3$/сутки) в тоннеле, что в конечном счете привело к их консервации с использованием «мокрого способа» и строительством нового обходного тоннеля.

В качестве основных причин аварии заявлялось:

- нарушения в технологии оттаивания и ликвидации ЛПО, которые привели к деформациям тоннельных обделок, и в конечном итоге, к интенсивным водопроявлениям;
- длительное воздействие увеличивающихся динамических нагрузок.

Следует довольно подробно рассмотреть аварийные ситуации в настоящее время.

Станция «Ржевская» размещена под Проспектом Мира, вестибюль станции - на Рижской площади.

Геоморфологическое описание сводится к наличию пологоволнистой равнины гляциально-флювиогляциального строения. Отрезок ПК 213 - ПК 214 находится на территории площадного распространения аллювиальных отложений р. Яузы Трасса участка имеет закономерное понижение рельефных отметок юго-восточной направленности с интервалом абсолютных отметок 166,10 – 128.50 м (Савеловский проезд - проезда Попова). Территория пролегания трассы повсеместно застроена.

Описание инженерно-геологических условий

Литологические разности вмещающего массива повсеместно представлены породами каменноугольного, юрского, мелового и четвертичного возраста. Гидрогеологическую обстановку формирует комплекс грунтовых вод, которые относятся к типу верховодка. Комплекс представлен различными водоносными горизонтами, в основе которых широко распространены известняки, залегающие на площади распространения мещеринской толщи. В рамках сезонных колебаний можно отметить интервал уровней ±1,5 м. Превалирующее негативное влияние данный тип

грунтовых вод на объекты строительства оказывает в периоды их максимального проявления, которые связаны с образованием локальных проявлений.

Комплекс грунтовых вод данного типа безнапорный и имеет и очаги локального распространения в виде водонасыщенных линз до 6,8 м., приуроченных к отложениям московской стадии оледенения (флювиогляциальные пески), а также моренным и болотным отложениям.

Проектами при строительстве наклонного хода Дн/Дв = 10,5/9,8 м, общей длиной около 95,4 м с обделкой из металлических тюбингов, на участке от 25 до 108 кольца предусматривается разработка грунта отбойными молотками, далее - с использованием буровзрывного способа строительства. Проектом предусматривается выполнение первичного и контрольного нагнетания за обделку.

Для обеспечения безопасности строительства на участке пересечения водонасыщенных песчаных грунтов (длина участка 59,2 м) использовалось замораживание грунта, выполненное в соответствии с проектами. Расчётная толщина льдогрунтового массива 2,45 м. После завершения проходческих работ дополнительных мероприятий по размораживанию грунтового массива проектами не предусматривалось. Система замораживания было запущена в эксплуатацию 15.02.2019 г., готовность участка к ведению основных работ по завершении стадии активного замораживания была зафиксирована 09.03.2019 г.

В процессе проходки, согласно требованиям проектов, журналам работ, было выполнено первичное и контрольное нагнетание цементно-песчаного раствора за обделку. Средний объём первичного нагнетания 2,5 $м^3$ на 1 кольцо, давление нагнетания 0,3 МПа, средний объём контрольного нагнетания 1 м3 на 3 кольца, давление нагнетания - 0,8 МПа. Чеканка швов не производилась.

Работы по замораживанию были завершены 23.08.2019 г. Качество работ по нагнетанию тампонажного раствора подтверждается актами скрытых работ.

27.11.2019 г. были организованы наблюдения за деформациями колец № 83, 94, 101, 118, 134 и 147 относительно приствольной части наклонного хода. По результатам наблюдений на 19.05.2020 г. выявлены синусоидальные смещения колец №83 на 25 мм, № 94 на 50 мм, № 101 на 25 мм, № 111 на 10 мм, № 118 на 12 мм, №

134 на 27 мм, № 147 на 22 мм в вертикальной плоскости относительно оси тоннеля. 09.06.2020 в результате комиссионного осмотра наклонного хода были зафиксированы:

- многочисленные активные водопроявления на участке между кольцами № 50 и № 96, расположенными в зоне водонасыщенных пылеватых песков;
- незначительные водопроявления на участке от кольца №97 до кольца № 152;
- рабочий объём насосов, используемых для откачки подземных вод из наклонного хода 80 $м^3$/ч.

Таким образом, причиной активных водопроявлений через швы между тюбингами стали деформации участка тоннеля на участке замороженных грунтов, вызванное неравномерным оттаиванием грунта по длине замороженного участка наклонного хода, что привело к возникновению растягивающих напряжений в обделке по всей длине наклонного хода, нарушению сплошности тампонажа заобделочного пространства и раскрытию швов между тюбингами, рис. 1.16, 1.17.

Ликвидация водопроявлений производилась с применением инъекционно-уплотняющего вспенивающегося гидрореактивного полиуретанового состава с образованием полуэластичной пенной структуры. Устранение возможных водопроявлений, появившихся после первоначального инъектирования, производилось с помощью дополнительного инъектирования низковязкого полиуретанового состава.

Станция «Динамо» Замоскворецкой линии Московского метрополитена расположена под Ленинградским проспектом на территории района «Аэропорт»

Северного Административного округа города Москвы. Открыта в сентябре 1938 года. Глубина заложения станции на рассматриваемом участке составляет - 33м. Конструкция станции «Динамо» пилонного типа с тремя независимыми залами. Обделка станционных тоннелей и центрального зала выполнена из сборных чугунных элементов заводского изготовления. Платформенная часть станции включает в себя станционные и путевые тоннели, платформы, центральный зал,

подплатформенные и расположенные на уровне пола платформы помещения. Длина платформ 155 м. Обделка станционных тоннелей (1 и 2 пути) и платформенной части выполнена из чугунных тюбингов диаметром 9,5м при ширине кольца 0,6м.

Рис. 1.16 – Деформации тюбинговых элементов

Рис. 1.17 - Водопроявления через швы между тюбингами

Инженерно-геологические условия обследуемого участка станционного комплекса «Динамо» слагают напластования четвертичных, меловых, юрских и каменноугольных отложений. С поверхности залегают техногенные грунты общей мощностью 1-1,5 м. Ниже располагаются пески мелкие и тугопластичные суглинки ($Р_и$ = 21-34 МПа), подстилаемые меловыми и юрскими пылеватыми песками ($Р_и$ = 24-

30 МПа). Под ними переслаиваются юрские глины твердой и полутвердой консистенции ($К_и$ = 13-30 МПа). Отложения каменноугольной системы представлены напластованием известняков средней прочности и твердых глин ($Р_о$ = 36-42 МПа). Подземные воды на рассматриваемом участке залегают на глубине 10-11 м ниже поверхности земли.

Натурное обследование станции «Динамо» было произведено в 2015 «Технический отчет № 2: «Выполнение работ по обследованию сооружений станции метро «Динамо» Замоскворецкой линии Московского метрополитена в составе объекта: «Северо-Западный участок Третий пересадочный контур от ст. «Деловой центр» до ст. «Нижняя Масловка» (ООО «Радиус-СПРИНГ»). Из предоставленного технического отчета можно сделать вывод о наличии следующих наиболее характерных дефектов и повреждений:

- натурным обследованием платформы станции «Динамо» на ПК51+25 - ПК51+65 выявлено наличие следующих наиболее характерных дефектов и повреждений:

® Трещины в облицовочном (отделочном) материале;

® Следы намокания.

- натурным обследованием кабельного коллектора части станции «Динамо» на ПК51+25 - ПК51+65 выявлено наличие следующих наиболее характерных дефектов и повреждений:

® Намокание;

® Трещины в платформенных плитах.

- натурным обследованием подплатформенных служебных помещений станции «Динамо» на ПК51+25 — ПК51+65 было выявлено, что видимые дефекты на поверхностях стен и перекрытий помещений, коридора, в основном, сводятся к наличию трещин, отслоений в штукатурном слое.

- натурным обследованием правого станционного пути станции «Динамо» на ПК51+25 - ПК51+65 выявлено наличие следующих наиболее характерных дефектов и повреждений:

® Трещины в платформенных плитах.

Для принятия окончательных решений в области завершающего этапа

строительства необходимо обследовать все строительные конструкции, особенно в местах проявления нештатных ситуаций на базе геофизических исследований.

Сейсмоакустические изыскания осуществлялись с помощью двухканальной сейсмостанции «ИДС-1». Интерпретация результатов проводилась по нормированной энергии отклика конструкции на ударное воздействие. Результаты представлены в виде карты качества контакта на рис. 1.18.

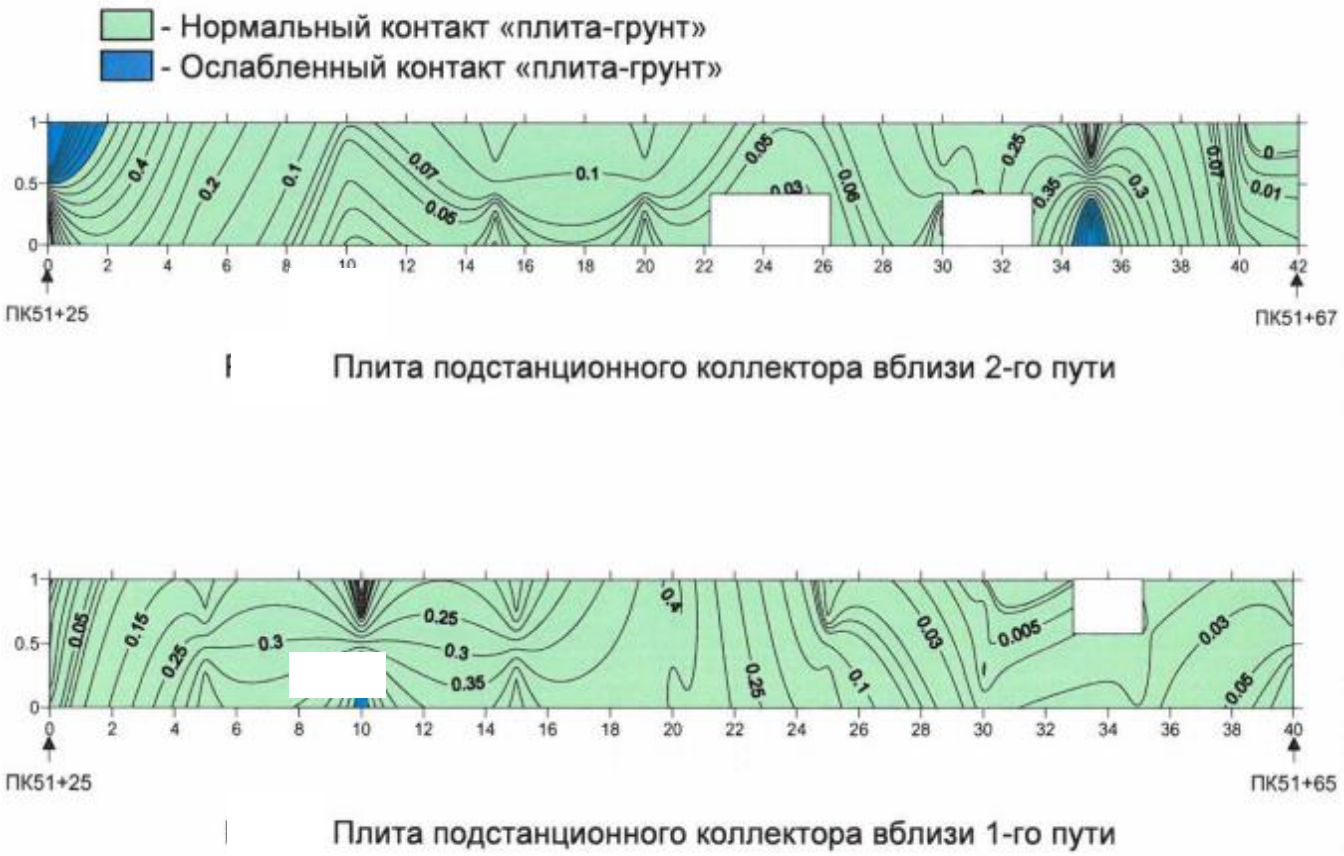


Рис. 1.18 - Карты качества контакта

Все вышеперечисленное позволяет утверждать о том, что в течение последних пяти лет сформировалась достаточно устойчивая тенденция повышения уровня аварийности при строительстве объектов Московского метрополитена.

Последствия аварийных ситуаций в этой сфере всегда приводили к разрушительным проявлениям инженерной, автотранспортной и промышленной инфраструктуры города.

Имеет смысл остановиться на обобщающих тенденциях проявлений аварийных ситуаций в строительной сфере [196], (рис. 1.19). Превалирующей причиной аварий является низкая технологическая подготовка процедуры строительства, которая

приводит к нарушению технологических регламентов производства работ. Данная тенденция подтверждается результатами исследований [197, 198], где в качестве превалирующей причины заявляются «критические дефекты» при реализации строительно-монтажных работ и дефектовка строительных конструкций.

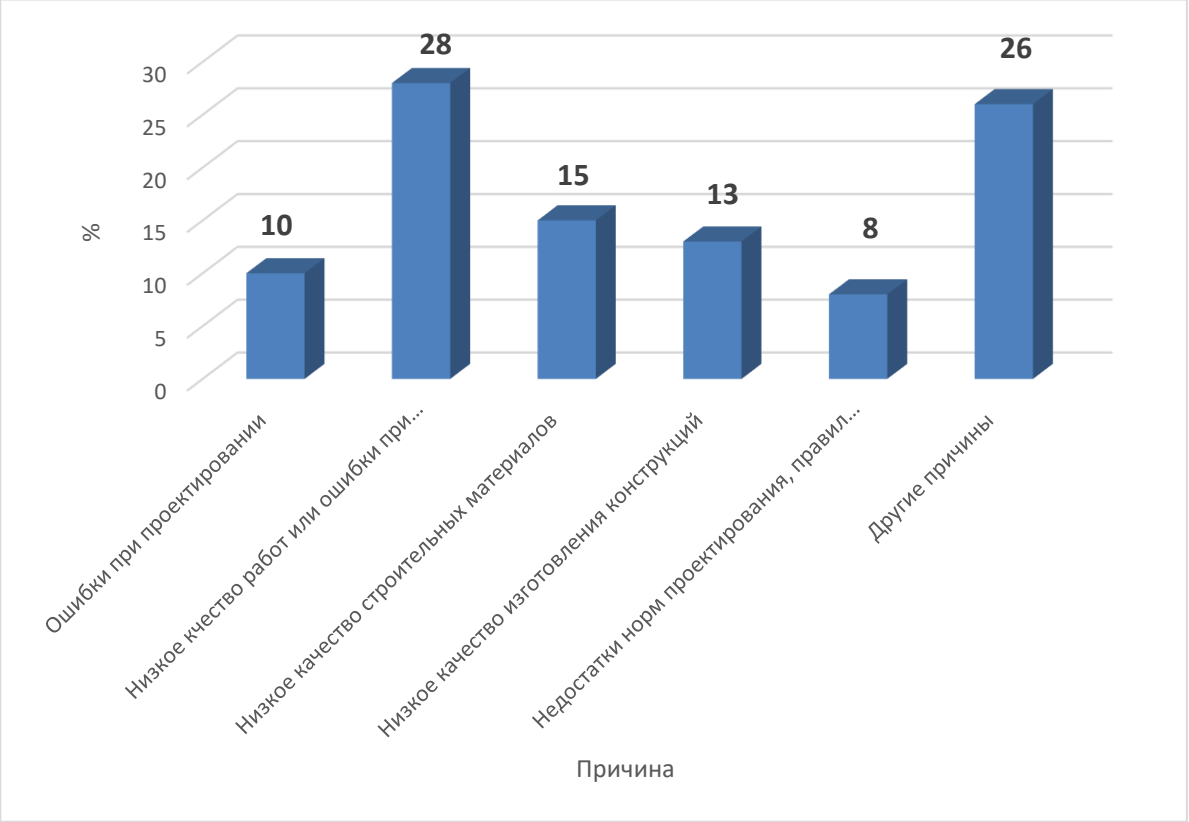


Рис. 1.19 - Распределение причин аварий зданий и сооружений [196]

Инвестиционная стадия реализации проектных решений в сфере проявления ошибок, допущенных при проектировании и реализации проектных решений [199] выявила следующие составляющие [200] (табл. 1.3).

Таблица 1.3

Распределение вероятности ошибок участников инвестиционно-строительного процесса

№ п.п.	Событие	Вероятность	
	Ошибка архитектора	0,1	Нет данных
	Ошибка проектировщика	0,4	0,2
	Ошибка строителя	0,5	0,5… 0,6
	Ошибка строительного контроля	0,1	Нет данных
	Ошибка при эксплуатации	0,02	0,1… 0,15
	Недопустимая нагрузка на конструкцию	0,02	~0,05
	Низкое качество строительных материалов	0,02	~0,2

Если обобщающе систематизировать проявления аварийных ситуаций при строительстве и эксплуатации подземных сооружений, то их можно свести к следующим составляющим:

- аварийные ситуации в области трудно – или непрогнозируемого разрушения и сдвижения отдельных составляющих вмещающего массива (обрушения, оползни, деформации и смещения);
- аварийные ситуации в области трудно – или непрогнозируемого проявления прорывов водонасыщенных грунтов (плывуны, пульпа и пр.);
- аварийные ситуации в области загазованности вредоносными газами рудничной атмосферы и рабочего пространства горных выработок;
- аварийные ситуации в области возгорания и возникновения пожаров в рабочем пространстве подземных сооружений;
- аварийные ситуации в области нового строительства при наличии действующих тоннелей.

В обобщающем систематизированном виде негативные последствия аварий при реализации технологий подземного строительства, можно представить следующим образом:

- сверхнормативные деформации и недопустимый уровень коррозии элементов систем крепления, приводящих к их разрушению;
- вынос водонасыщенной породы в рабочее пространство тоннельных сооружений (заиливание) с очагами разрушений системы крепления;
- разрушающее воздействие интенсивных водопроявлений (подтопление и затопление рабочего пространства подземных строительных сооружений);
- разрушения логистической системы доставки материалов и оборудования, а также транспортировки горной массы;
- разрушения систем энерго – и электроснабжения подземных потребителей;
- разрушения, приводящие к несоответствию зазоров и габаритов подвижного состава;
- проникновение в рабочее пространство тоннельных сооружений нефтесодержащих, химических или бактериологических веществ.

Если обобщающе систематизировать причины проявления аварийных ситуаций при строительстве и эксплуатации подземных сооружений, то их можно свести к следующим составляющим:

- определенная степень недостоверности и неопределенности исходной горно-геологической (особенно гидрогеологической составляющей) информации при проектировании и строительстве подземных сооружений (это касается и периода эксплуатации):
- определенная степень энтропии при определении несущей способности систем крепления и строительных конструкций в целом;
- определенная степень энтропии при выборе технологических и технических средств ведения подземных горных работ, обуславливающих их низкое качество;
- определенная степень сознательного нарушения технологических режимов и регламентов, приводящих к катастрофическому изменению НДС и физико-механических свойств вмещающего массива;
- определенная степень труднопрогнозируемого поведения вмещающего массива в зонах дизъюнктивных и пликативных геологических нарушений (взбросы, сбросы, сдвиги, надвиги, карсты, линзы, плоскости скольжения и пр.);
- определенная степень тектонического и сейсмического воздействия;
- несвоевременный и несодержательный мониторинг поведения вмещающего массива с целью прогнозирования и предотвращения аварий.

ВЫВОДЫ

1. Проведенный анализ исследований в области оценки надежности проектных технологических решений при строительстве объектов метрополитена с учетом прогнозирования и регулирования процессов напряженно-деформированного состояния горного массива с использованием статических расчетов и механики горных пород выделил основной тренд, базирующийся на использовании упругопластических моделей с упрочнением грунта. Трансформация этого тренда осуществлялась с учетом верификации получаемых результатов на базе валидационного анализа до приемлемого уровня сходимости экспериментальных и теоретических данных, что практически сводит на нет использование других модельных представлений при оценке НДС вмещающего массива в зонах нового строительства с учетом существующей инфраструктуры и позволяет обеспечить разработку проектных технологических решений для обеспечения эксплуатационной устойчивости подземных сооружений и обоснования наиболее целесообразного способа его строительства.

2. Исходя из результатов проведенного обзора отечественных и зарубежных исследований в качестве основной концепции проектирования и строительства тоннельных сооружений и объектов метростроения в крупных мегаполисах следует осуществлять сооружение перегонных тоннелей преимущественно неглубокого заложении закрытым способом, с использованием щитовой проходки с активным пригрузом, а станций и сопутствующих сооружений – с использованием открытого и полузакрытого способов в котлованах, где имеются все сопутствующие возможности использования более дешевых технических средств строительства с более высокой производительностью на более широком фронте.

3. В течение последних пяти лет сформировалась достаточно устойчивая тенденция повышения уровня аварийности при строительстве объектов Московского метрополитена, что всегда приводит к разрушительным проявлениям инженерной, автотранспортной и промышленной инфраструктуры города, причем превалирующей причиной аварий является низкая технологическая подготовка процедуры строительства, которая приводит к нарушению технологических регламентов производства работ.

ГЛАВА 2 РАЗРАБОТКА НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКОГО ОБЕСПЕЧЕНИЯ, МЕТОДИКИ И АЛГОРИТМА ДЛЯ ЧИСЛЕННОГО МАТЕМАТИЧЕСКОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ПРОЦЕССОВ И МЕХАНИЗМОВ ГЕОМЕХАНИЧЕСКОЙ ОБСТАНОВКИ В МАССИВАХ ГОРНЫХ ПОРОД ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ И СТРОИТЕЛЬСТВЕ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

2.1. Обоснование приоритетного использования основополагающих принципов, методических и методологических особенностей метода конечных элементов в рамках теории механики сплошной среды для численного математического моделирования воздействия на вмещающий массив и технологических составляющих процессов реализации строительных процессов и операций

В настоящий период развития научно-технического прогресса в области реализации подземных строительных технологий для сооружения различного типа подземных конструкций и горнотехнических систем в рамках решения комплекса сопутствующих геомеханических задач приоритетное использования получил метод конечных элементов, основанный на основополагающих принципах, методических и методологических особенностях теории механики сплошной среды. Так, за прошедшие два десятилетия в рамках цифрового моделирования МКЭ прошли экспертизу более 400 различных объектов строительства метрополитена в Москве и Санкт-Петербурге.

Алгоритмы внутреннего теоретического наполнения МКЭ [201, 202, 203, 204] имеют специфические возможности его адаптации как к решению двухмерных (плоскостных), так и объемных (пространственных) задач с учетом специфики воздействия на вмещающий массив и технологических составляющих процессов реализации строительных операций. Представленные вариации МКЭ, в частности плоская постановка (2D) используется, в основном, в случае обоснования практических рекомендаций в области обеспечения приемлемого уровня эксплуатационной устойчивости и безопасности различных конструкций и сооружений метрополитена, так как при вынесении окончательных суждений при этом, как правило, достаточно формирования ориентировочной картины

распределения деформаций и смещений в области формирования НДС тоннельных сооружений.

Пространственная (3D) постановка реализуется в более сложных условиях моделирования и в рамках принятия более взвешенных и обоснованных решений. В рамках его использования реализуется цикл выполнения геомеханических и геотехнических расчетов в области комплексной системы «грунтовый вмещающий массив - подземное горнотехническое сооружение - существующие объекты промышленной инфраструктуры в контуре нового строительства».

Ниже приведены визуальные вариации различных частных задач моделирования с использованием МКЭ с учетом специфики воздействия на вмещающий массив и технологических составляющих процессов реализации строительных операций, которые были реализованы в последнее время, рис. 2.1.

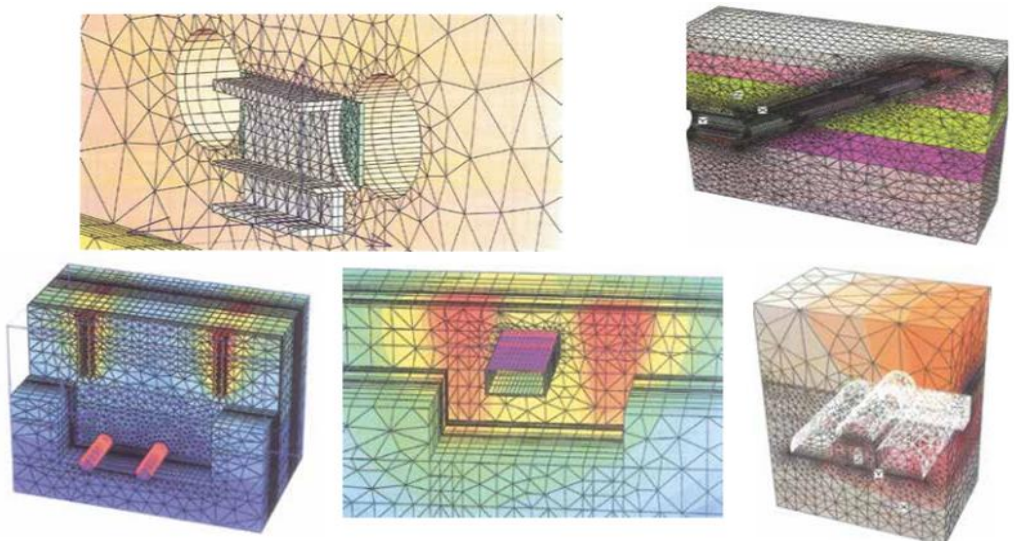


Рис. 2.1 - Визуальные вариации различных частных задач моделирования с использованием МКЭ с учетом специфики воздействия на вмещающий массив и технологических составляющих процессов реализации строительных операций [231]

Эти вариации связаны с математическими моделями как довольно сложных в конструктивном исполнении подземных сооружений (эскалаторный тоннель, станции

метрополитена глубокого заложения), так и сооружений в более простом конструктивном исполнении (подземный пешеходный переход, перегонные тоннели).

В рамках поставленной задачи, основной трудностью является стыковка и совместимость математического моделирования объектов действующей подземной инфраструктуры с цифровыми моделями объектов нового строительства, так как в этом случае требуется необходимая и достаточная степень детализации основных и вспомогательных элементов подземных конструкций с указанием всего набора свойств и характеристик каждой составляющей.

Еще одной трудностью в реализации необходимых составляющих моделирования является способность отражения в его структуре реологических свойств литологических разностей грунтового массива, позволяющих отслеживать и учитывать тенденции и закономерности изменения его физико-механических свойств с учетом выполнения технологических процессов и операций.

В основу физической интерпретации МКЭ заложен основополагающий принцип Лагранжа (возможных перемещений), основанный на базисном восприятии равновесного состояния (с учетом произвольно малых перемещений работа внешних сил полностью уравновешивается работой внутренних сил), что математически можно описать формулой

$$1/2 \int_v Sn^T z \, dV = \int_v St^T r_v \, dV + \int_s St^T y_s \, ds + \int_L St^T u_l \, dL , \qquad (2.1)$$

где St – составляющая возможных вариаций вектора смещений;

Sn – составляющая возможных вариаций тензора относительных деформаций;

y, r, u – составляющие внешних нагрузок поверхностного, объемного и сосредоточенного факторов;

z – составляющая тензора возникающих внутренних напряжений.

В основу целевой функции математической модели геомеханической обстановки закладывается постулат минимизации уравнения 2.1 в следующей постановке:

$$[N]\{v\}=\{D\}, \qquad (2.2)$$

где $\{D\}$ – составляющая обобщающего вектора сил;

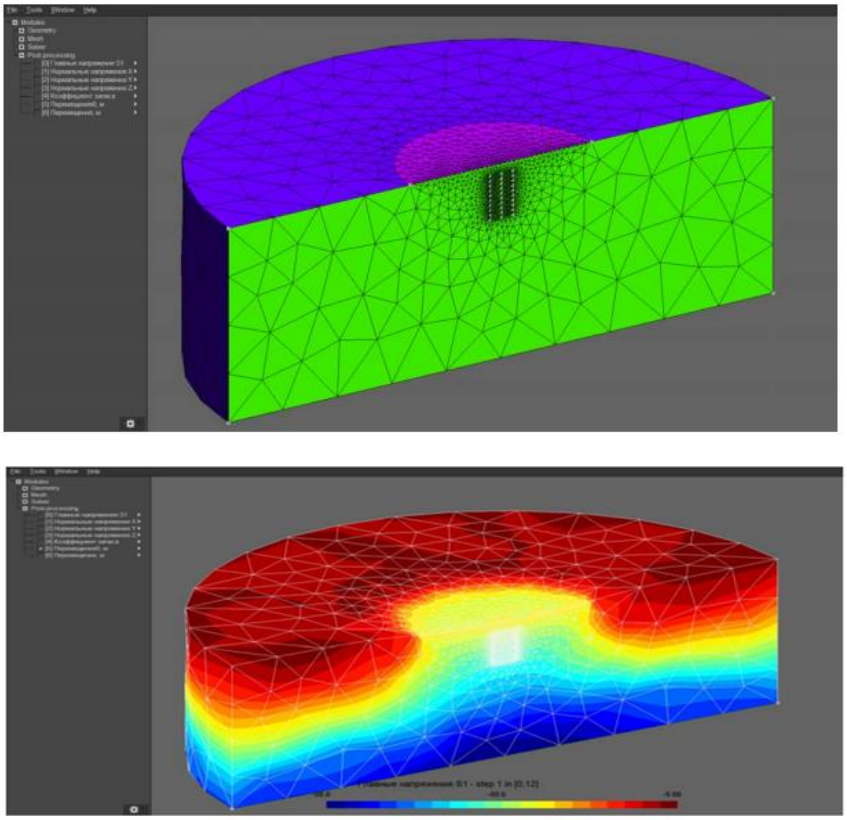
$\{v\}$ – составляющая обобщающего вектора смещений;

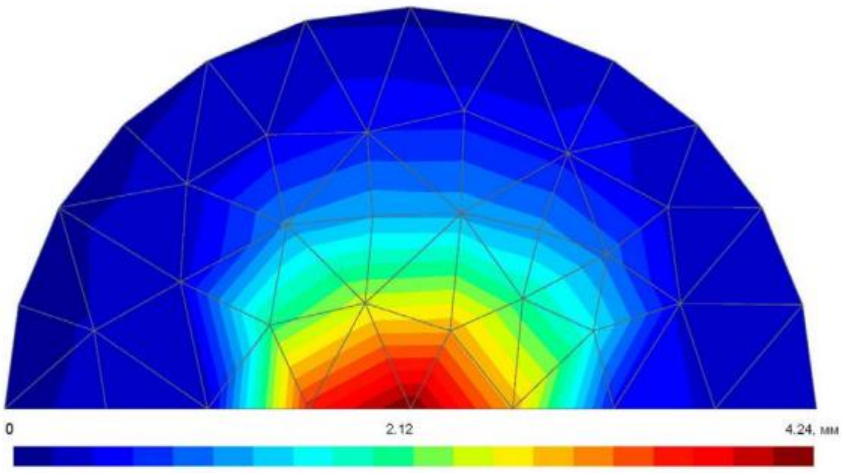
[N] – составляющая результирующей матрицы жесткости системы.

Анализ геомеханического и напряженно-деформированного состояния литологических разностей и строительных конструкций подземных сооружений в области узлов и конечных элементах сформированной области дискретизации исследуемой области и расчетной схемы в модельном представлении “подземное сооружение – геотехническая среда” выполняется с учетом количественных расчетных значений величин слагаемых компонентов самих тензоров и инвариантов тензоров относительных деформаций и напряжений.

Обобщенный алгоритм реализации МКЭ включает в обобщенной постановке четыре модуля: концептуальное описание геометрии исследуемой области, формирование генерационной сетки, продукционные правила (решатель) и модуль постобработки (вынесение решающих суждений). Стартовый и конечный элемент конечно-элементного анализа в рамках ранее проведенных исследований можно представить в следующем виде,[201, 202], рис. 2.2.

а)





б)

Рис. 2.2 – Стартовый и конечный элемент конечно-элементного анализа: а) дискретизация исходной исследуемой области (сгенерированная конечно-элементная сетка); б) визуальная картина представления конечных расчетных результатов в объемном и плоскостном виде

Картина распределения напряжений представляется в виде определенной цветовой гаммы, а конкретная толщина этой зоны указывает на интенсивность воздействия, рис. 2.3.

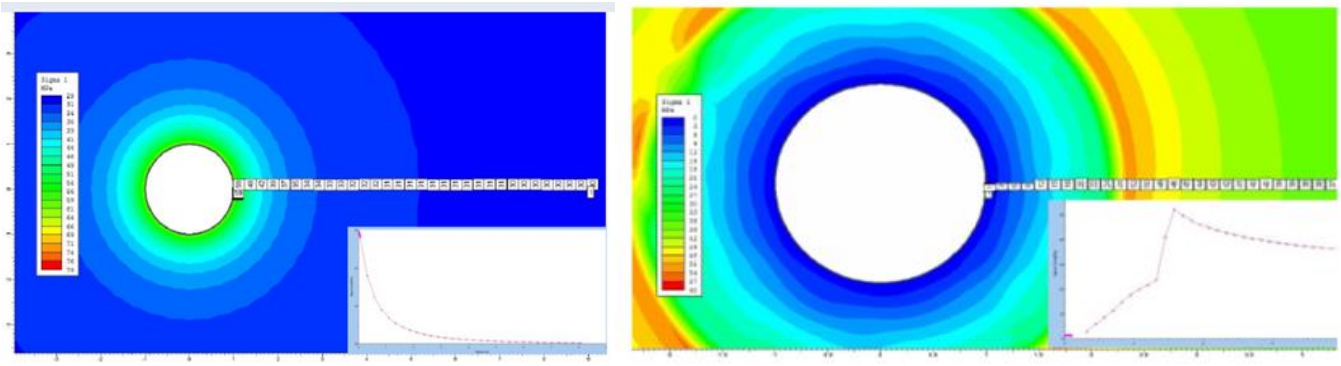


Рис. 2.3 – Распределение напряжений в контуре горнотехнического сооружения круглой формы в упругой и упругопластической постановке

Наличие представленных модулей позволяет сформировать блок-схему алгоритма целевого решения математической модели МКЭ (рис.2.4).

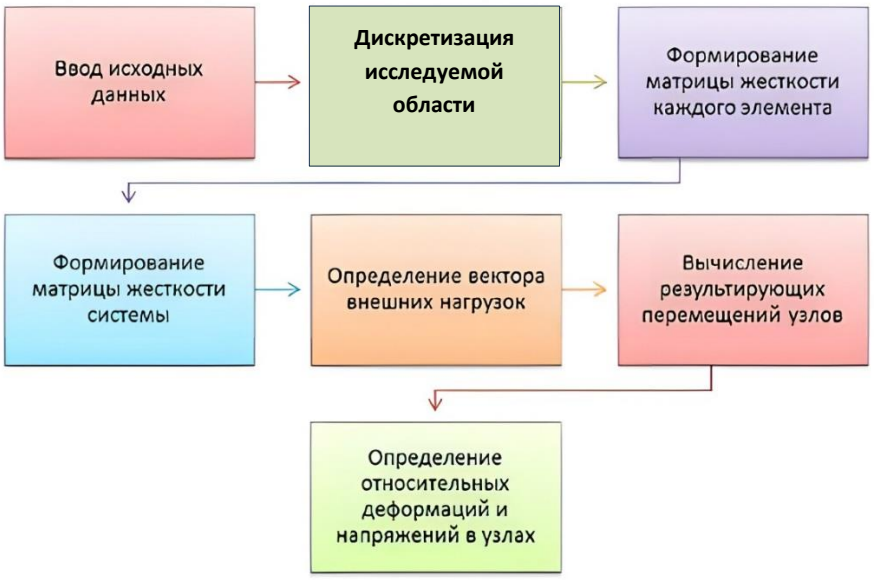


Рис. 2.4 - Блок-схема алгоритма целевого решения математической модели МКЭ

При этом можно руководствоваться следующим алгоритмическим наполнением МКЭ:

1. Формирование конечной топологии исследуемой области (дискретизация и выбор конкретного вида конечного элемента).
2. Введение допущений о связности соседних элементов в области общих узлов, - в качестве неизвестных поставленной задачи заявляются их перемещения.
3. Выбор полиномов, с использованием которых поле перемещений внутри каждого конечного элемента аппроксимируется таким образом, чтобы сформировалась возможность отследить перемещение любой точки внутри элемента посредством перемещения узлов с учетом условия соблюдения неразрывности на границах элементов.
4. Определение поля деформаций грунтового массива и подземных сооружений через отслеживание поля перемещений в каждом конечном элементе через определенные сопутствующие аналитические соотношения: - установление зависимости поля деформаций от поля напряжений с установлением количественного значения энергии деформации посредством интеграла произведения деформаций и напряжений по объему конечного элемента.

Энергия деформации выражается посредством учета перемещений узлов сетки конечных элементов.

5. Определение комплекса граничных условий (комплексный учет внешних сил, оказывающих воздействие на узлы свободной поверхности или перемещения взаимосвязанных узлов).
6. Определение кинематических перемещений узлов, обеспечивающих минимизацию полной энергии деформации. Процесс ее дифференцирования по каждой неизвестной перемещений каждого узла с учетом приравнивания частной производной к нулю дает возможность сформировать целостную систему линейных уравнений, процедура решения которой предопределяет детализацию искомых перемещений узлов.
7. Определение в рамках каждого КЭ компонент тензоров и девиаторов деформаций и напряжений, проверяем условие попадания точки интенсивность напряжений с учетом установления степени объективности реализации данной процедуры посредством сопоставления полученной интенсивности деформаций и напряжений с экспериментальными аналитическими кривыми. В зависимости от результатов сопоставления они принимаются в качестве конечных, либо корректируются с учетом значения модуля сдвига, либо корректировки граничных условий корректируются с повторением итерационных расчетных процедур.

При этом нагружение вмещающего грунтового массива и сопутствующих подземных сооружений происходит с заданным шагом нагружения порционно.

До недавнего времени существовали определенные трудности с системами хранения коэффициентов системы уравнений (матрицы жесткости) в силу ее значительной размерности, но с появлением эффективных индексные схем хранения этот недостаток был нивелирован.

Первая итерация реализации метода конечных элементов связана с формированием топологии исследуемой области вмещающего массива, ее конструктивных элементов, литологических разностей и их границ, пространственных контуров распределения слоёв грунтов по площади, граничных

линий существующих и строящихся подземных сооружений, определением параметров физико-механических свойств грунтов и контактов литологических разностей, что, в конечном итоге, приводит к задаче генерации сетки конечных элементов (дискретизации исследуемой области) с учетом принятой системы координат узловых точек. Пример визуального восприятия этой итерации, наиболее часто встречающейся в исследованиях различных авторов приведен на рис. 2.5.

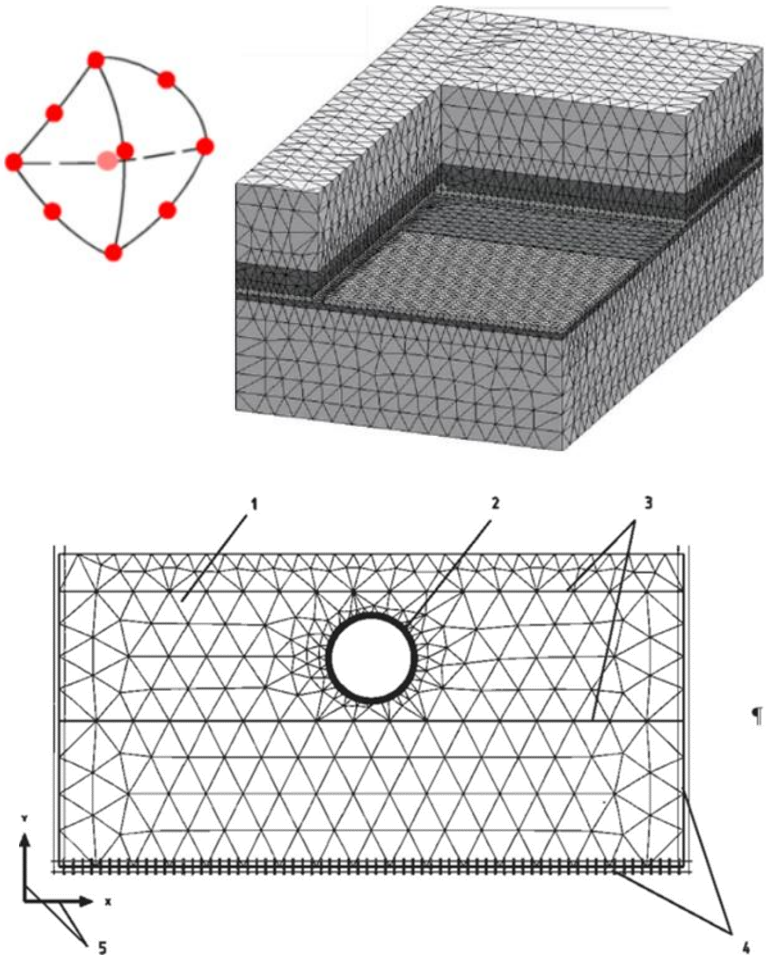


Рис. 2.5 – Пример визуального восприятия итерации формирования топологии исследуемой области вмещающего массива в пространственной и плоской постановке (*1* - сетка КЭ; *2* - тоннельное сооружение; *3* - литологические разности грунтового массива; *4* - граничные ограничения; 5 - декартова система координат)

В этих условиях и с учетом этих обстоятельств особое значение приобретает выбор пространственных размеров исследуемой расчетной области. Общепринятым является подход, учитывающий минимизацию степени влияния этого параметра на

конечные результаты исследований. На основе анализа ряда решения геомеханических задач, проведенных различными исследователями приемлемый уровень минимизации степени влияния формируется при ширине расчетной области не менее $6R$ в упругих и $8R$ в упругопластических проявлениях исходной постановки задачи, где в качестве R выступает ширина моделируемой конструкции подземного сооружения.

В зависимости от вариации частных задач моделирования используют разные общепринятые виды конечных элементов и разные процедуры и порядки аппроксимации, рис.2.6.

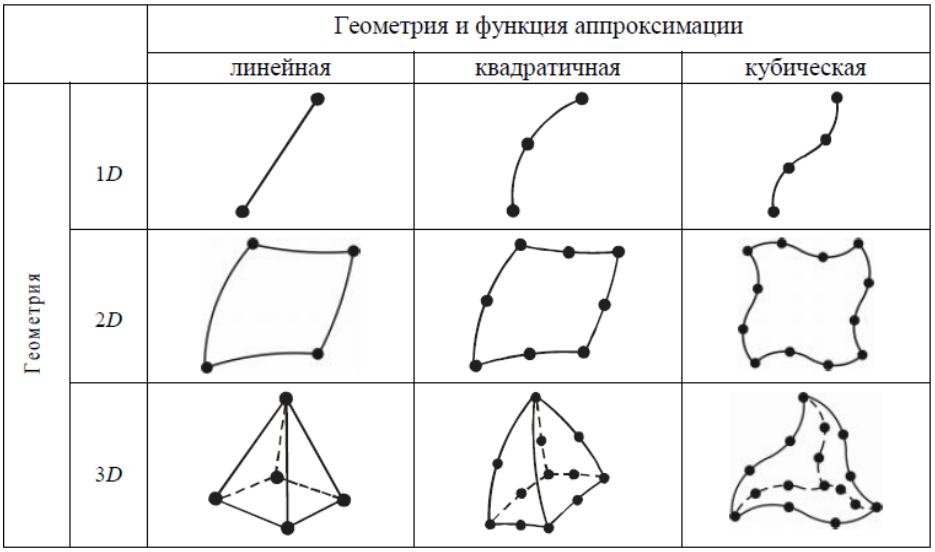


Рис. 2.6 – Виды конечных элементов с разными процедурами и порядками аппроксимации

В качестве основополагающего понятия при этом выступает деформация, под которой понимается компонент тензора деформаций в области малой окрестности точки приложения усилий, связанный с процессом формоизменения горнотехнического сооружения. Относительные деформации в силу различных временных интервалов их формирования не отличаются аддитивностью, в связи с этим неправомерной является процедура их суммирования по приращениям.

Совокупность нормальных и касательных напряжений формируют при этом тензор напряжений (второго ранга). Характерный тензор этого ранга представляет

объект математической направленности с тремя собственными векторами, которые являются инвариантами. Составляющие тензора в условиях перехода к другой системе координат могут меняться при постоянных значениях инвариантов.

Первая составляющая инварианта тензора напряжений связана с гидростатическим давлением на точку приложения усилий: - равнонаправленному действию напряжений векторного пространства (рис. 2.7).

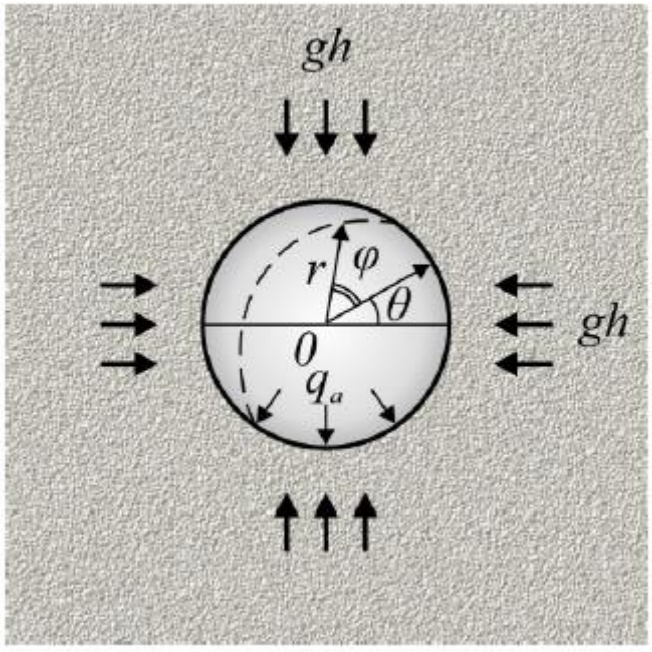


Рис. 2.7 - Равнонаправленное действие напряжений векторного пространства

В результате воздействия гидростатического давления происходит изменение точечного объема материала в упругом режиме, - основной характеристикой этого процесса принято считать девиатор напряжений, - разность диагональных составляющих тензора напряжений и гидростатического давления, получаем– объект, аналогичный тензору, за исключением проявлений формы, и совершенно не соотносящихся с изменением объема. Исходя из этого первоначальный инвариант девиатора напряжений будет всегда равен нулю.

Кинематические соотношения связывают поле перемещений с составляющими компонентами тензора деформаций. При этом линейные относительные деформации

связаны с диагональными составляющими тензора деформаций, а угловые деформации (сдвиги) с недиагональными составляющими.

Основной характеристикой этого процесса принято считать девиатор деформаций, - разность диагональных составляющих и тензора объемной деформаций, получаем – объект, аналогичный тензору, связанный с проявлениями формы. Исходя из этого первоначальный инвариант девиатора деформаций также будет всегда равен нулю.

В рамках проявлений упругой деформации под воздействием гидростатического давления и объемной деформации их связность учитывается введением модулем объемной деформации, который заявляется как константа. Аналогичные составляющие девиатора напряжений в рамках связности с составляющими девиатора деформаций через также учитывается посредством модуля сдвига, который также заявляется как константа.

В случае пластической деформации модуль сдвига заменяет переменная напряжения течения (предел текучести). В условиях исчерпания ресурса пластичности (предел прочности при временном сопротивлении разрушению происходит процесс разрушения.

В рамках физической интерпретации этого случая необходимо иметь в наличии пару экспериментальных кривых деформирования « $\sigma - \varepsilon$ » и « $\sigma_i - \varepsilon_i$ », где, σ_i и ε_i - взаимосвязанная пара интенсивности напряжений и деформаций (рис. 2.8).

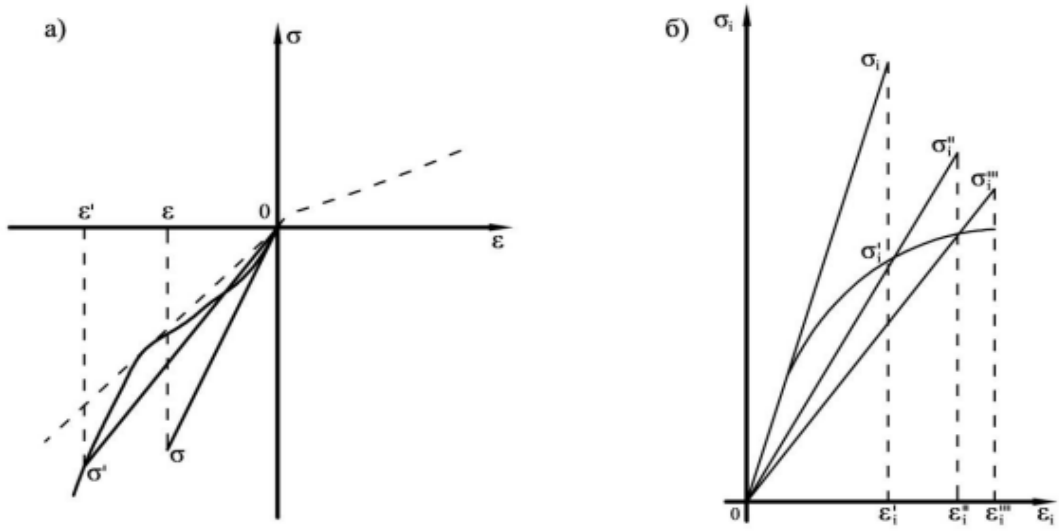


Рис. 2.8 – Взаимовлияние напряжений и деформаций (а) и их интенсивностями (б)

Наиболее часто встречающаяся и представляемая в последнее время в ряде исследований классификация моделей формирования и развития НДС грунтового массива представлена на рис. 2.9.

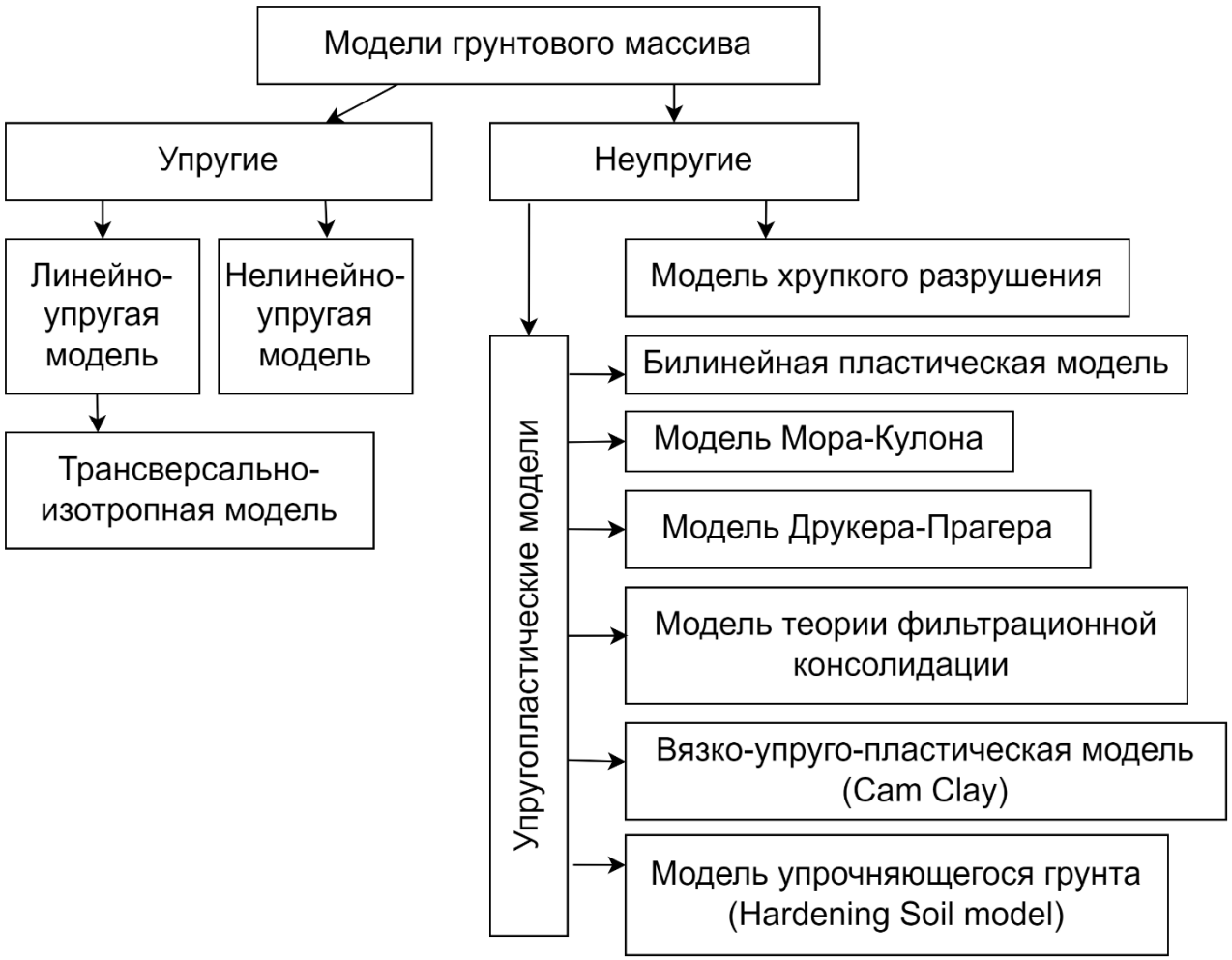


Рис. 2.9 – Классификация моделей формирования и развития НДС грунтового массива

2.2 Выбор и обоснование методических и методологических составляющих процедур прогнозной оценки деформаций и смещений в области взаимосвязанного влияния ведения подземных горных работ с учетом действующей инфраструктуры

Прирастание деформаций формируется и визуально отслеживается с использованием следующего алгоритма. В ходе проведения расчетов на каждом определенном этапе сфера деформаций соответствует размеру возникающих нагрузочных напряжений, - в этой ситуации, при наличии узлов сетки конечных элементов во внутрисферичном пространстве, они характеризуются перемещениями, позволяющими им радиально попасть в граничную область заданной сферы. Данный процесс в рамках разных исследований носит обобщенное название «перетягивание узлов», схематичное изложение его протекания представлено на рис. 2.10.

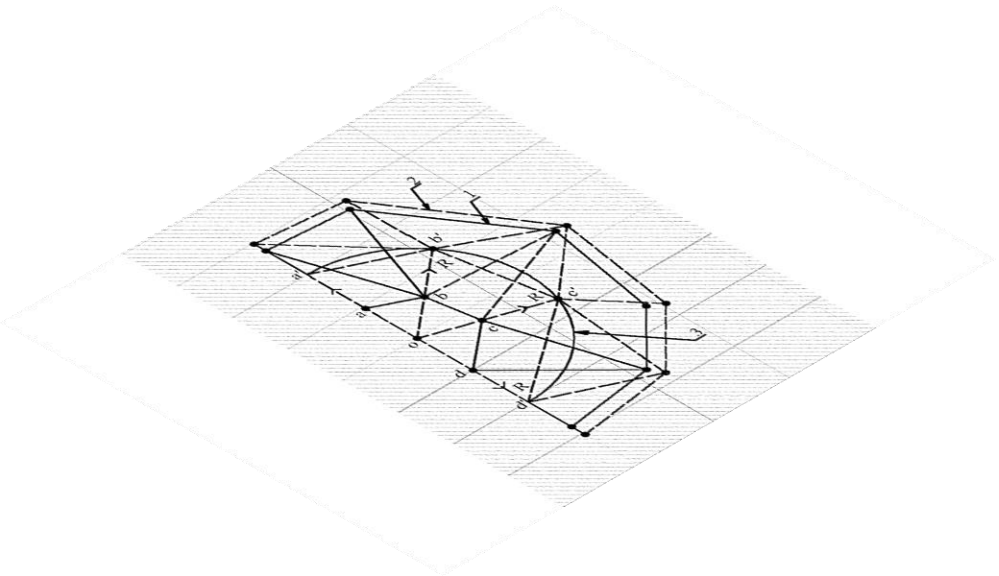


Рис. 2.10 – Процедура «перетягивания узлов» сгенерированной сетки конечных элементов в граничную область сферы (1- исходная сетка, 2 – конечная сетка, 3 – исходная граница сферы (контур выработки)

В численном представлении это отображается с помощью реализации процедуры задания функции поверхности сферы с проверкой условия обязательного попадания

узлов внутрь поверхности. Визуально это можно представить следующим графиком, рис. 2.11.

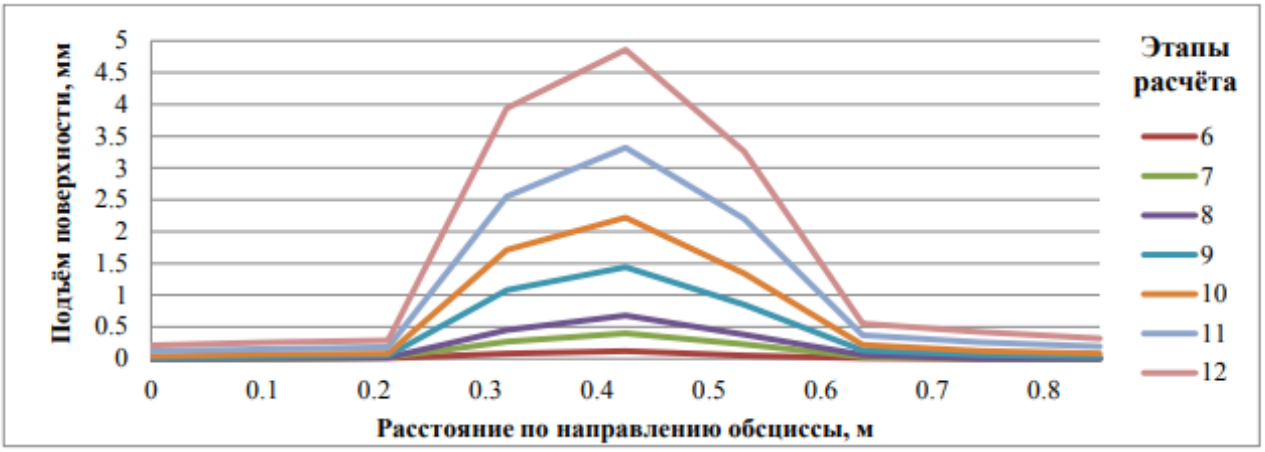


Рис. 2.11 – Нарастание оболочек деформаций при реализации процедуры «перетягивания узлов» [206]

Выбор и обоснование конкретных методических и методологических составляющих процедур прогнозной оценки деформаций и смещений в области взаимосвязанного влияния ведения подземных горных работ с учетом действующей инфраструктур требует решения ряда взаимоувязанных задач и реализации управления с учетом обязательной корректировки определенных технологических параметров с целью стабилизации НДС вмещающего грунтового массива, что предопределяет рассмотрение отдельных составляющих различных методических подходов и теорий, сформировавшихся в заявленной проблематичной области.

В первую очередь, требуется рассмотрение конечного элемента и его функциональных свойств с учетом научных подходов теории упругости [205].

Согласно научных подходов теории упругости x и y (точки напряженной области) сегментируются на треугольные конечные элементы в рамках непрерывных функций координат u и v, которые аппроксимируются линейными полиномами:

$$\left.\begin{aligned} d &= c_1 + c_2 x + c_3 y \\ s &= c_4 + c_5 x + c_6 y \end{aligned}\right\} \qquad (2.3)$$

где $c_{1,\ldots,} c_6$ - константы.

Далее в линейные полиномы вводятся узловые координаты и с учетом их шести компонентов перемещений они трансформируются в вид:

$$\{F\} = [P]\{c\}, \quad (2.4)$$

где $\{F\} = \{d_i\, d_j\, d_k\, s_i\, s_j\, s_k\}$.

Вычленив из трансформированного вида линейных полиномов вектор $\{c\}$ с учетом узловых перемещений получим

$$\{c\} = [P]^{-1}\{F\} \quad (2.5)$$

Деформирование конечного элемента всегда происходит с проявлением формоизменения посредством проявлений узловых сил R_i, R_j *и* R_k,.

Количественное значение деформаций с учетом полного вектора перемещений:

$$\{d\epsilon\} = [\mathrm{T}]\{dF\} \quad (2.6)$$

Обобщенный вид матричного уравнения:

$$\{R\} = [M]\{F\}, \quad (2.7)$$

где $[M] = \int_S [T]^T [D] [T]\, dS$ (2.8)

- целевая функция искомой матрицы жесткости КЭ.

Далее происходит формирование внутренней структуры матрицы жесткости системы (МЖС) с учетом системы линейных уравнений, узловых перемещений и сил:

$$[M^c]\{F^c\} = \{R^c\} \quad (2.9)$$

Решение системы уравнений в этих условиях сводится к заданной величине *D*.

С учетом осуществления этой процедуры количественные величины узловых перемещений позволяют осуществить расчет деформаций и смещений в конкретных конечных элементах исследуемой области.

Анализ проведенных исследований в области решений системы уравнений показывает преобладающее использование метода прямого счета Холецкого и итерационного метода Гаусса — Зейделя.

2.3 Исходные данные для численного математического моделирования процессов и параметров геомеханической обстановки в режиме проектирования и строительства

Процедура численного математического моделирования процессов и параметров геомеханической обстановки в режиме проектирования и строительства требует проведения ряда инженерно-геологических изысканий, необходимых в рамках проведения расчетов, рис. 2.12.

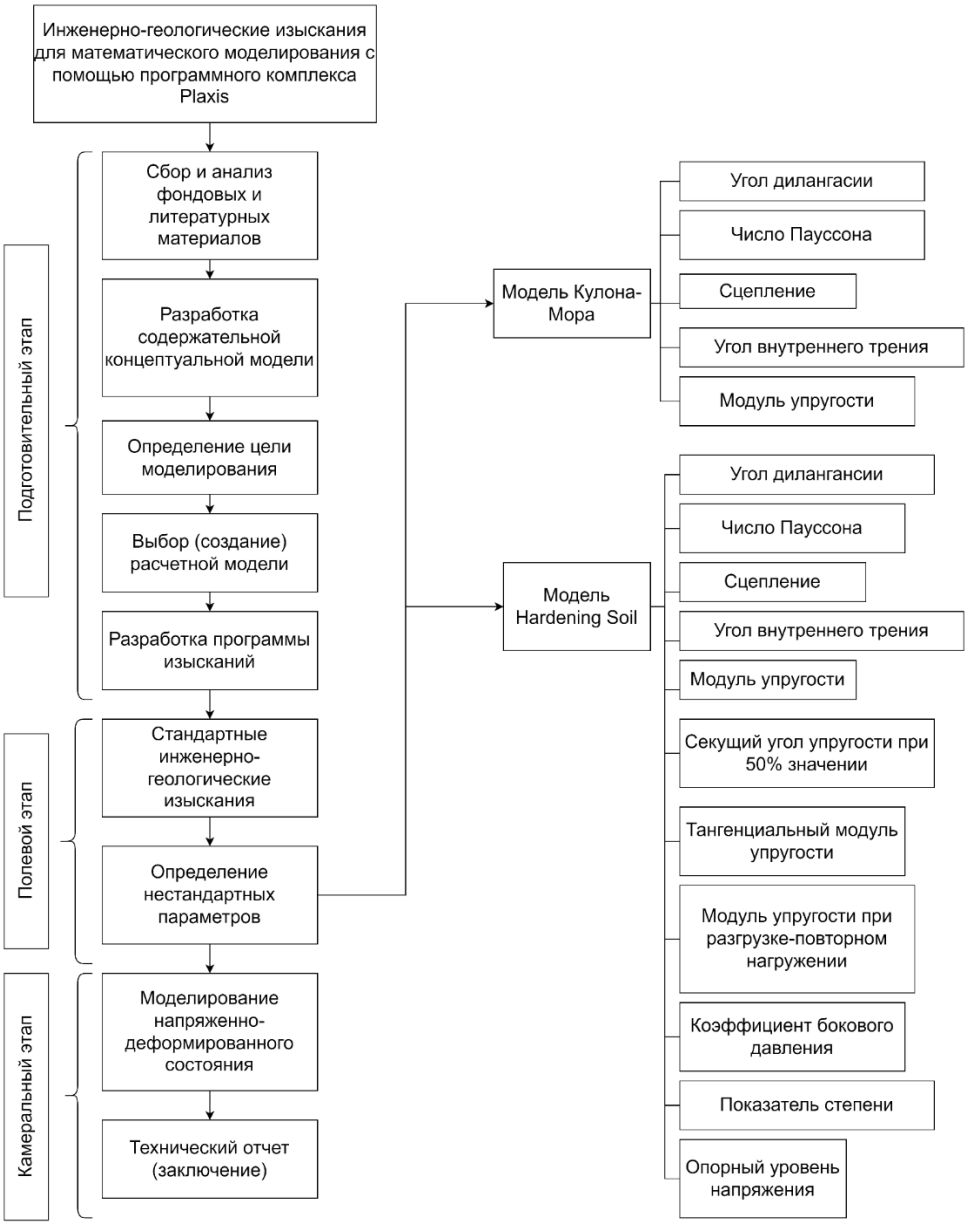


Рис. 2.12 – Системная интерпретация проведения комплекса инженерно-геологических изысканий в рамках использования МКЭ

Система и основные принципы проведения инженерно-геологических и геотехнических изысканий требуют достаточности объема проводимых полевых и лабораторных испытаний с целью получения статистически обеспеченных показателей, параметров и характеристик физико-механических свойств присутствующих в исследуемой толще так называемых инженерно-геологических элементов (ИГЭ), которые необходимы в рамках формирования расчетных геологических элементов (РГЭ), которые служат базовыми элементами геомеханических моделей вмещающего грунтового массива и расчета несущих конструкций подземных строительных сооружений.

В большой разновидности методов проведения инженерно-геологических и геотехнических изысканий достаточно полно разработаны отечественные и зарубежные методы зондирования, которые в обобщенном виде можно представить в виде табл.2.1.

Таблица 2.1 – Отечественные и зарубежные методы зондирования

Type of test	Аналог в России
Standard penetration test (SPT)	Динамическое зондирование пробоотборником
Dynamic cone-penetration test (DCPT)	Динамическое зондирование конусом
Becker penetration test (BPT)	Статическое зондирование щебенистых грунтов
Piezo-cone-penetration test (CPTU)	Статическое зондирование с измерением порового давления
Field vane test (FVT)	Испытание грунтов вращательным срезом
Pressuremeter test (PMT)	Прессиометрические испытания
Dilatometer test (DMT)	Испытания грунтов дилатометром
Plate-bearing test and screwplate test	Штамповые испытания
Hydraulic conductivity and pumping tests	Определение водопроницаемости грунтов методом откачек
Piezometer probe (hydraulic fracturing)	Определение водопроницаемости грунтов методом нагнетания
Pressure cells	Измерение напряжений в грунтах плоскими датчиками
Downhole and crosshole seismic (geophysical)	Геофизические исследования грунтов методом просвечивания

Система и основные принципы проведения инженерно-геологических и геотехнических изысканий с использованием целого ряда разведочных и эксплуатационных горных выработок, способа предусматривает определение состава, вида и состояния грунтов, прочностных свойств и крепости пород,

водообильности и прогнозных водопритоков и детального изучения геологической среды. При этом используются различные разведочные и эксплуатационные выработки (траншеи, шурфы, скважины и др.).

Проведение буровых работ в области инженерно-геологических и геотехнических изысканий нашло наибольшее распространение в силу наличия различных технологий и методов бурения и используемых технических средств и инструментов. С помощью бурения производится и отбор образцов (кернов), которые в последующем используются для проведения лабораторных исследований. Процесс бурения разведочных скважин предусматривает использование нескольких способов: шнековый, колонковый, ударно- канатный и вибрационный. Другие способы, приводящие к разрушению керна, при проведении подобного рода работ не применяются.

С целью ускорения темпов проведения инженерно-геологических и инженерно-геотехнических изысканий и сокращения их стоимости широко используются геофизические методы, основанные на искусственно создаваемых во вмещающих массивах физических полей различной природы (электрических и сейсмических). Иногда эти методы реализуются совместно с методами бурения.

Удельное электрическое сопротивление горных пород является основным параметром вертикального электрозондирования и электропрофилирования (рис.2. 13), согласно которому определяется качественный и вещественный состав пород вмещающего исследуемого массива.

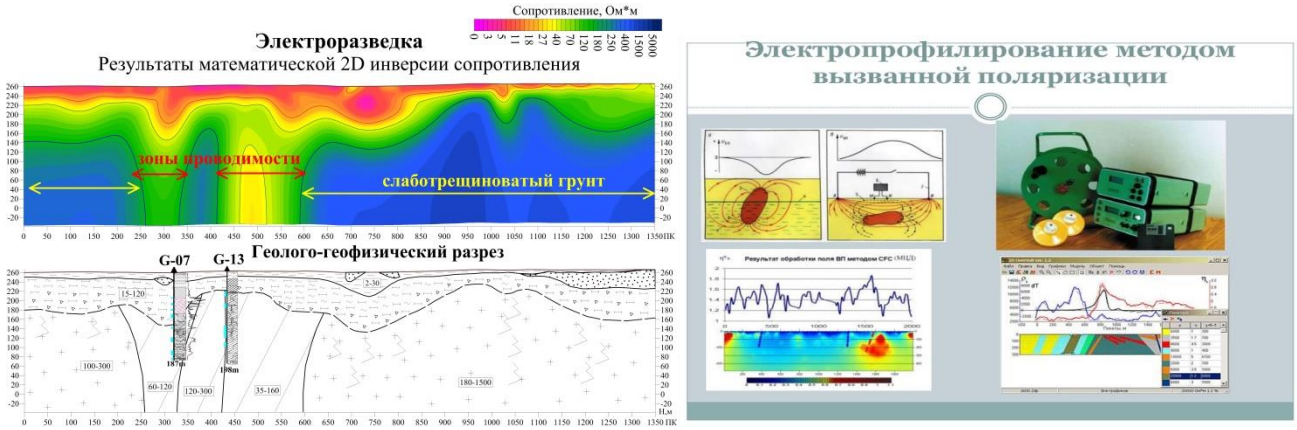


Рис. 2.13 – Принципиальные схемы проведения вертикального электрозондирования и электропрофилирования

Использование сейсморазведки основано на эффекте распространения сейсмических (упругих) волн во вмещающем массиве горных пород и измерении их скорости. Разным породам присущ разный частотный диапазон сейсмических волн, рис. 2.14. Основным конечным продуктом сейсморазведки и интерпретации ее результатов является сейсмограмма. В соответствии с ней устанавливается форма и интенсивность упругих колебаний, время распространения сейсмических волн и строятся годографы.

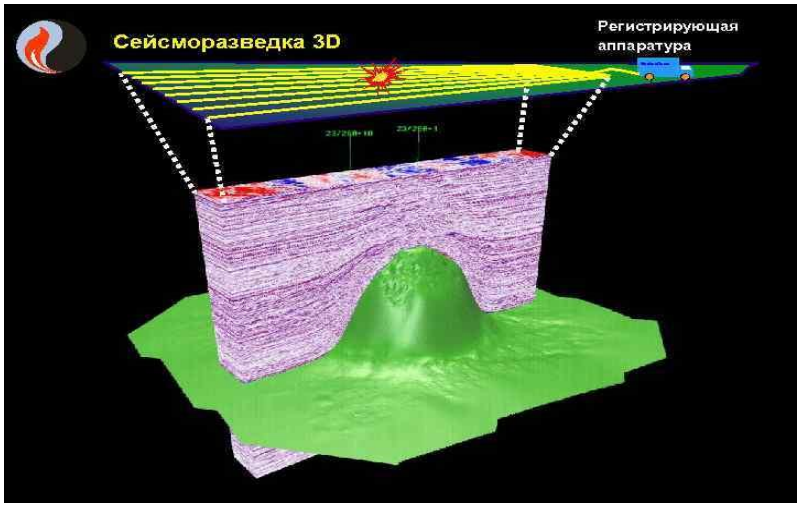


Рис. 2.14 – Механизм сейсмического воздействия

Схема проведения геофизических исследований с помощью скважинного каротажа приведена на рис. 2.15.

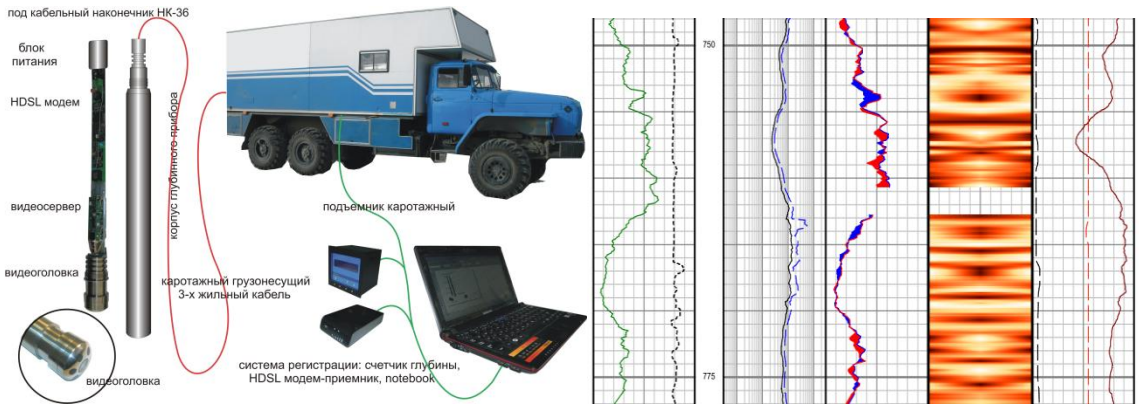


Рис. 2.15 – Схема проведения скважинного каротажа

Схемы с использованием электрического каротажа позволяют определить параметры удельного электрического сопротивления, электрохимической и диффузионно-адсорбционной активности пород вмещающего массива и т.п.

Схемы с использованием электромагнитного каротажа позволяют изучить параметры удельной электрической проводимости, диэлектрической проницаемости и магнитной восприимчивости пород вмещающего массива.

Схемы с использованием магнитного каротажа позволяют определить параметры магнитного поля и магнитной восприимчивости пород вмещающего массива.

Схемы с использованием акустического каротажа позволяют изучить параметры интервальных времён и амплитуд упругих волн..

Схемы с использованием радиоактивного каротажа позволяют изучить параметры и характеристики ионизирующего излучения горных пород.

В настоящее время самым привлекательным с точки зрения производительности и получения сравнительно достоверных и объективных результатов в весьма сжатые является разновидность геофизических методов на базе георадиолокационного метода с использованием георадаров, рис. 2.16.

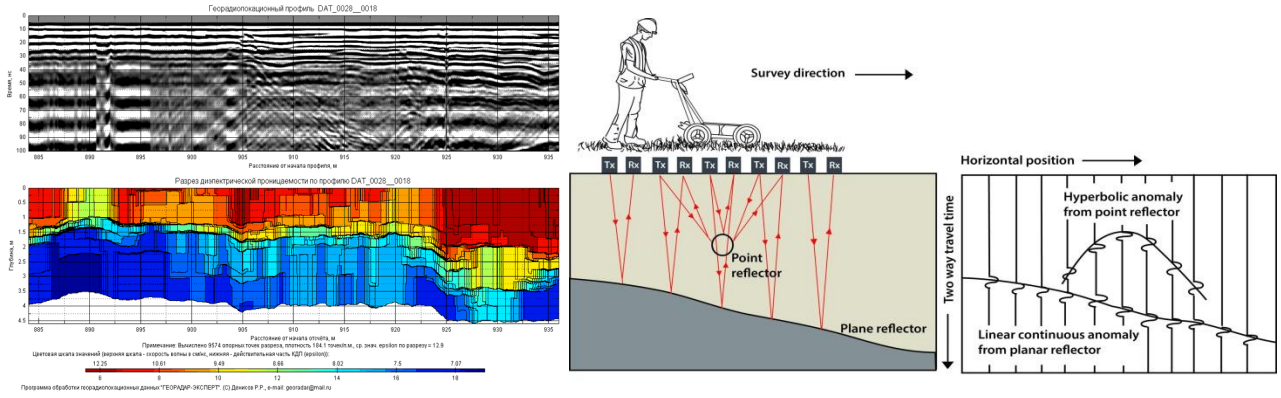
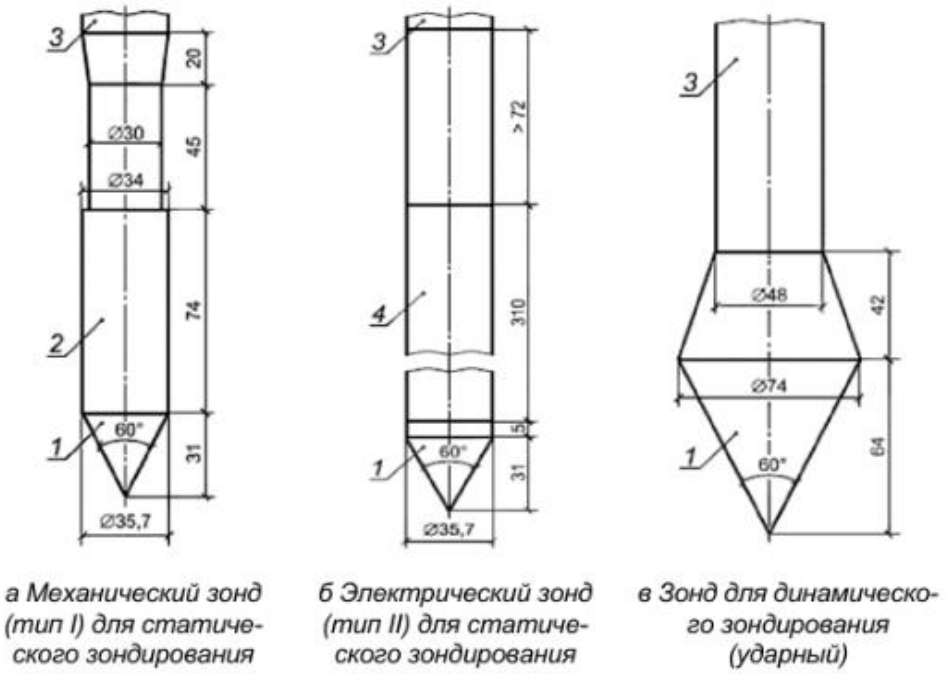


Рис. 2.16 – Георадиолокационный метод

Георадар излучает сверхширокополосные импульсы, а приемное устройство с помощью определенных алгоритмов обрабатывает отраженный сигнал и преобразует его в определенные параметры и характеристики.

Использование зондирования для исследования грунтов предусматривает погружение в грунтовый массив специального зонда, предназначенного для измерения параметров сопротивления грунта такому усилию. Зондирование подразделяется на статическое (статическая вдавливающая нагрузка) и динамическое (ударная или ударно- вибрационная нагрузка), рис. 2.17, 2.18.



а Механический зонд (тип I) для статического зондирования

б Электрический зонд (тип II) для статического зондирования

в Зонд для динамического зондирования (ударный)

Рис. 2.17 – Конструкции зондов

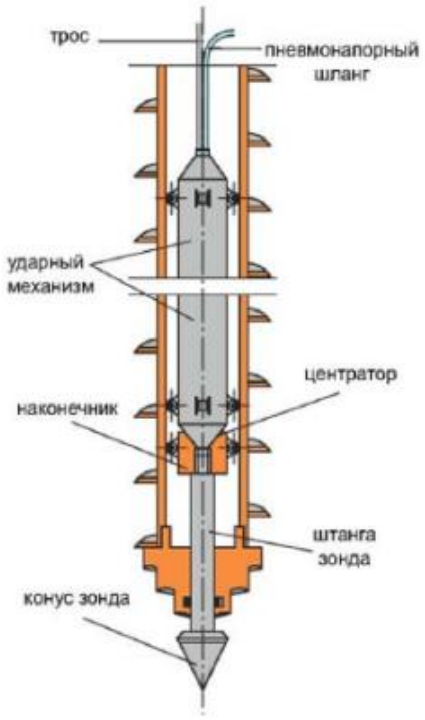


Рис. 2.18 – Конструкция динамической установки

Технология зондирования предусматривает фиксацию числа ударов и глубины погружения зонда в рамках одного залога, что позволяет вычислять параметры условного динамического сопротивления литологических разностей грунта, рис. 2.19.

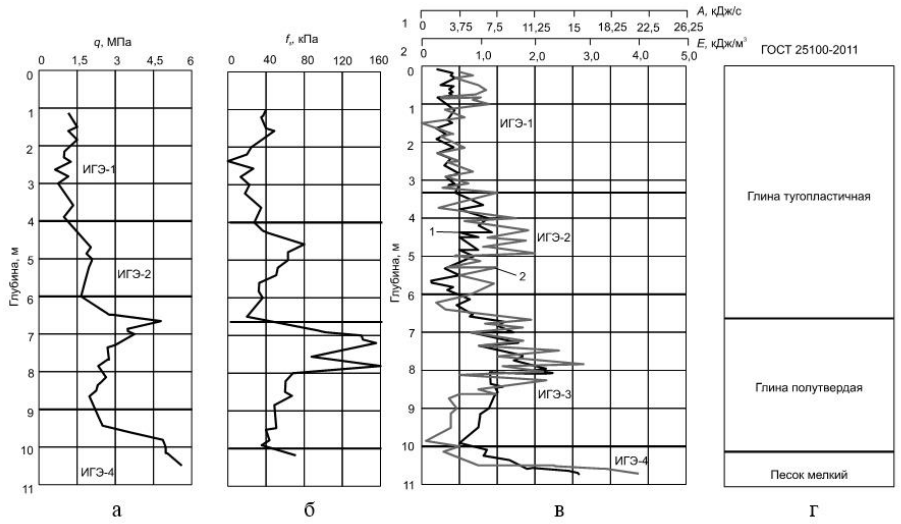


Рис. 2.19 – Интерпретация результатов динамического зондирования

В процессе статического зондирования используются специальные датчики, которые замеряют величину сопротивления грунта вдавливанию зонда и автоматически представляют это в виде графиков.

Для определения параметров прочностных характеристик литологических разностей грунтового массива в целях проведения геомеханических расчетов таких как: угол внутреннего трения, общее сопротивление грунтов сдвигу, удельное сцепление используют технологии сдвиговых испытаний в шурфах и скважинах, которые проводятся с использованием методов сдвига целика в заданной плоскости, раздавливания призмы грунта, обрушения и выпирания массива грунта.

Для определения прочностных характеристик литологических разностей грунтового массива в целях проведения геомеханических расчетов таких как: угол внутреннего трения, общее сопротивление грунтов сдвигу, удельное сцепление и деформационных свойств (модуль деформации) литологических разностей вмещающих пород различного типа используют и технологии прессиометрии (пробные статические нагрузки), рис. 2.20.

Состав и методика проведения лабораторных испытаний с целью определения механических характеристик грунтов посредством компрессионных и трехосных испытаний будут приведены ниже в Главе 3. В их рамках планируется проведение трехосных испытаний грунтов по консолидированно-дренированной схеме и компрессионное сжатие в одометре.

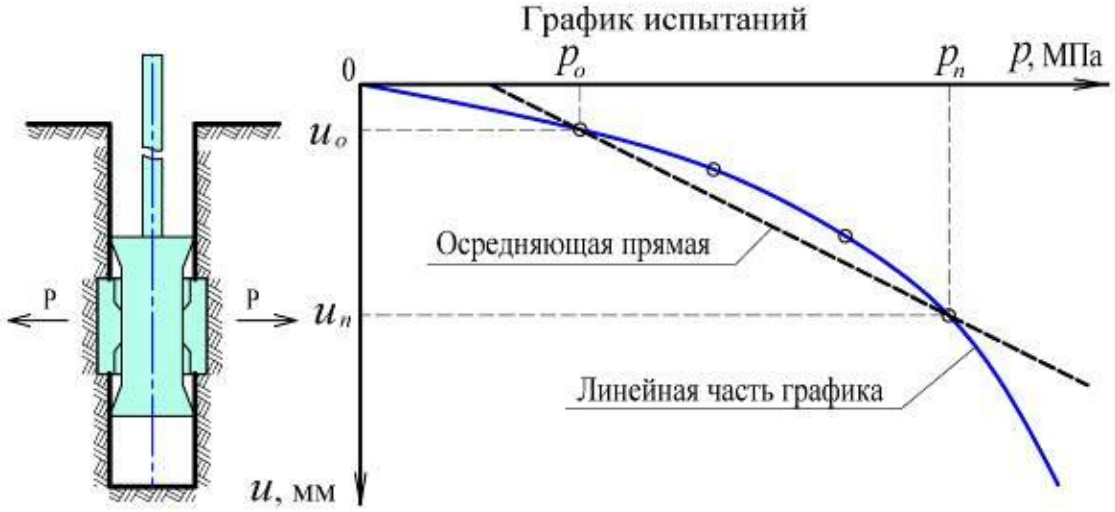


Рис. 2.20 – Принципиальная схема работы прессиометра

ВЫВОДЫ

1. Анализ концептуальных научных подходов в области оценки, прогнозирования и регулирования процессов напряженно-деформированного состояния горного массива показал, что в настоящий период развития научно-технического прогресса в области проектирования и реализации подземных строительных технологий для сооружения различного типа подземных конструкций и горнотехнических систем в рамках решения комплекса сопутствующих геомеханических задач приоритетное использование получил метод конечных элементов, основанный на основополагающих принципах, методических и методологических особенностях теории механики сплошной среды.

2. Выбор и обоснование конкретных методических и методологических составляющих процедур прогнозной оценки деформаций и смещений в области взаимосвязанного влияния ведения подземных горных работ с учетом проектной и действующей инфраструктур требует решения ряда взаимоувязанных задач и реализации управления с учетом обязательной корректировки определенных технологических параметров с целью стабилизации НДС вмещающего грунтового массива, что предопределяет наличие отдельных составляющих различных методических подходов и теорий, сформировавшихся в заявленной проблематичной области.

3. Система и основные принципы реализации научно-методического обеспечения МКЭ проведения требуют достаточности объема проводимых полевых и лабораторных инженерно-геологических и геотехнических изысканий и испытаний с целью получения статистически обеспеченных показателей, параметров и характеристик физико-механических свойств присутствующих в исследуемой толще так называемых инженерно-геологических элементов (ИГЭ), которые необходимы в рамках формирования расчетных геологических элементов (РГЭ), которые служат базовыми элементами геомеханических моделей вмещающего грунтового массива и расчета несущих конструкций подземных строительных сооружений.

ГЛАВА 3 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПАРАМЕТРОВ МОДЕЛИ УПРОЧНЯЮЩЕГОСЯ ГРУНТА HARDENING SOIL НА ОСНОВАНИИ НАТУРНЫХ ЛАБОРАТОРНЫХ ИСПЫТАНИЙ ГРУНТОВ И ИХ ОПТИМИЗАЦИЯ С ПОМОЩЬЮ МАТЕМАТИЧЕСКОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ИСПЫТАНИЙ ГРУНТОВ В ВИРТУАЛЬНОЙ ЛАБОРАТОРИИ PLAXIS SOIL TEST

3.1. Описание упругопластической модели типа Hardening Soil

Модельное представление поведения грунта Hardening Soil основано на использовании таких составляющих, как: угол дилатансии ψ, угол внутреннего трения φ, угол сцепления c, которые являются базисными составляющими для процедуры описания предельного напряженного состояния инженерно-геологических элементов (ИГЭ). Входными параметрами для описания жесткости грунтового массива являются: составляющая жесткости, полученная при проведении испытаний с использованием одометра E_{oed}, составляющая жесткости, полученная при проведении испытаний при разгрузке E_{ur}, составляющая жесткости, полученная при проведении испытаний с использованием трехосного сжатия при 50% прочности E_{50},

Основным преимуществом и отличительной особенностью модельного представления поведения грунта Hardening Soil в сопоставлении с модельным линейным представлением разрушения Кулона-Мора, является составляющая ввода в алгоритмическое обеспечение проведения расчетов упругопластических представлений и нелинейной зависимости составляющей модуля жесткости от возникающих тензоров напряжений, что позволяет интерпретировать процедуру увеличения жесткости системы с увеличением интенсивности нагружения (повышении давления). Более того, упругопластическая модель с упрочнением грунта Hardening Soil учитывает нелинейное поведение грунта под нагрузкой, а также наиболее полно отражает действительное поведение грунтов при разгрузке. Основные характеристики модели приведены ниже, таблица 3.1.

Программное обеспечение Plaxis 3D в режиме использования конечно-элементного анализа исследуемой реализует алгоритм задания грунтового массива с

использованием 10-ти узловых элементов [144], а программное обеспечение Plaxis 2D в режиме использования конечно-элементного анализа исследуемой сети реализует алгоритм задания грунтового массив 12-ю узловыми элементами (более точные решения), что имеет приоритетное значение при решении геомеханических задач, сопровождаемых большими значениями пластических деформаций.

Таблица 3.1 - Основные входные параметры модели типа Hardening Soil

Жесткость, зависящая от напряжений согласно степенному закону	Входной параметр m
Пластическое деформирование, вызванное первичным девиаторным нагружением	Входной параметр E_{50}^{ref}
Пластическое деформирование, вызванное первичным сжатием	Входной параметр E_{oed}^{ref}
Упругая разгрузка/повторное нагружение	Входные параметры E_{ur}^{ref}, ν_{ur}
Разрушение по критерию Мора-Кулона	Параметры c, φ и ψ

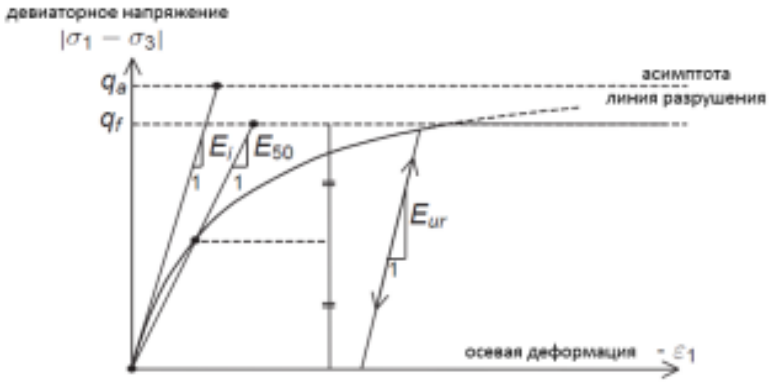


Рис. 3.1 – Hardening Soil с интерпретацией модуля жесткости от возникающих тензоров напряжений

Общепринятый алгоритм моделирования предусматривает четыре итерации:

- первая итерация – реализация процедуры формирования естественного гравитационного поля;
- вторая итерация – реализация процедуры стабилизации напряжений и деформаций в грунтовом массиве;
- третья итерация связана с моделированием и реализацией технологических решений по строительству подземного сооружения;

- четвертая итерация связана с моделированием системы крепления тоннельного сооружения. Моделирование однородной обделки тоннельных сооружений производится по всему контуру, элементы и сопряжения, как правило, отсутствуют. Учёт взаимодействия систем крепления тоннельных сооружений с грунтом осуществляется с использованием интерфейсов. Пространственная и кинематическая постановка задачи выполняются в соответствии с обшепринятыми требованиями, рисунок 3.2.

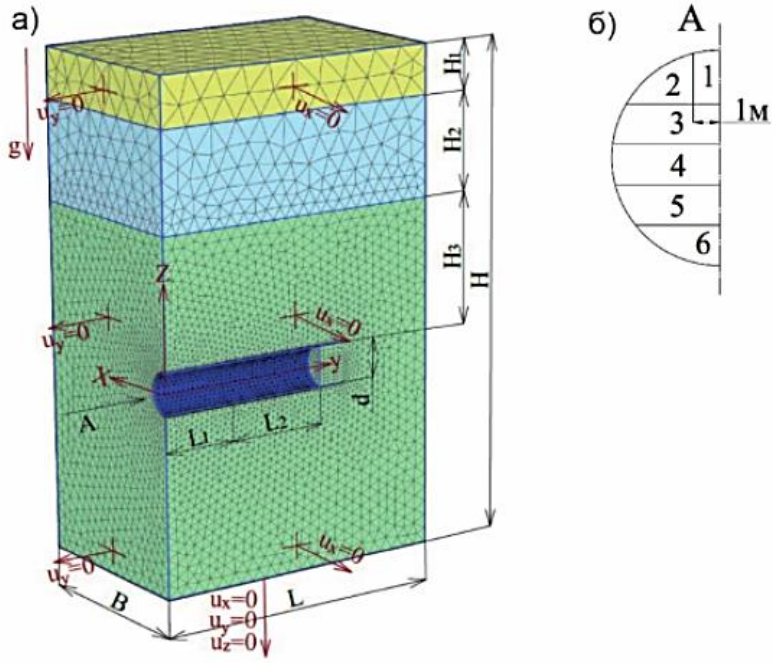


Рис. 3.2 - Пространственная и кинематическая постановка задачи в рамках программного обеспечения упругопластического модельного представления Hardening Soil [206]

Граничные условия принимаются в рамках стандартного подхода: - перемещения в направлении оси *x* у боковых граней модели отсутствуют; перемещения в направлении оси *y* у торцевых граней модели отсутствуют; - перемещения в направлении оси *x* и *y* у нижней грани модели отсутствуют. Деформации поверхности ничем не ограничен, области растяжения ограничены (величина растягивающего напряжения принимается равной 0).

Алгоритм генерирует сетку автоматически, с заданным значением сгущения (coarseness factor) и локальным измельчением.

В результате реализации программного обеспечения численного моделирования в интервале заданных входных параметров в окрестности тоннельного сооружения автоматически формируется зона предельных состояний.

Визуально это отображается рисунком 3.3, где интерпретированы результаты моделирования с использованием секущей плоскости с визуальным восприятием сдвиговых напряжений [206].

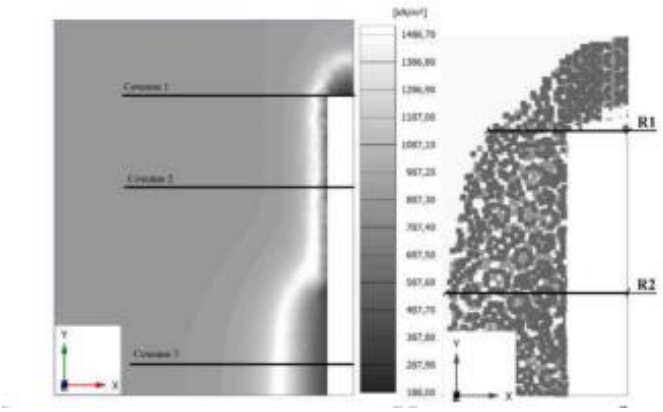


Рис. 3.3 - Результаты моделирования с использованием секущей плоскости с визуальным восприятием сдвиговых напряжений и зоны предельных состояний [206]

Пространственные размеры площадных зон, в пределах которых формируются предельные состояния литологических разностей соответствуют и коррелируют с известными представлениями модели Кулона-Мора.

Корректная интерпретации результатов моделирования осуществляется в соответствии с рекомендациями исследований [206], (плоская и объемная постановка) K_{dec}, что иллюстрируется рис. 3.4.

В этой же работе выполнено сравнение различных модельных представлений в рамках распределения смещений в контуре тоннельного сооружения, рис. 3.5.

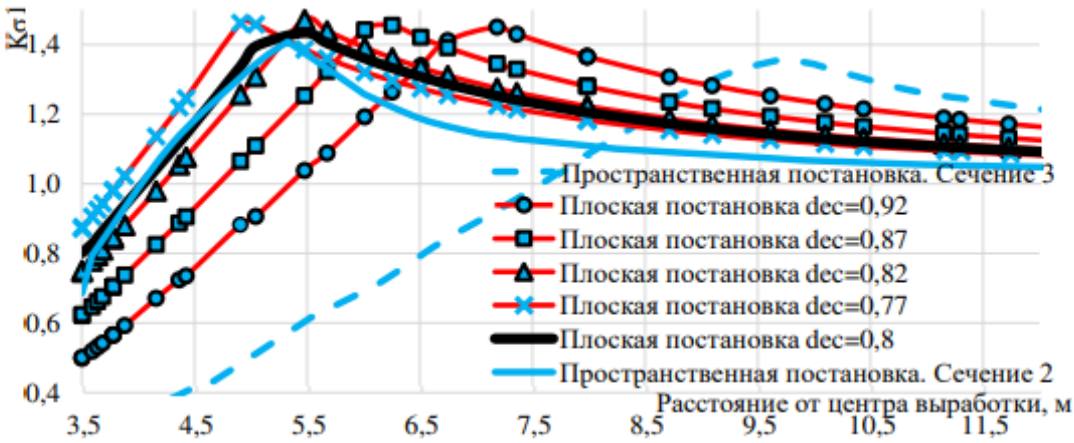


Рисунок 3.4 – Визуальная интерпретация зоны предельных состояний, увязанная с процедурой подбора составляющих, учитываемых влияние главного напряжения (плоская и объемная постановка) [206]

Совершенно очевидно, что усредненные, наиболее достоверные и объективные результаты присущи модели упрочняющего грунта, рис. 3.5.

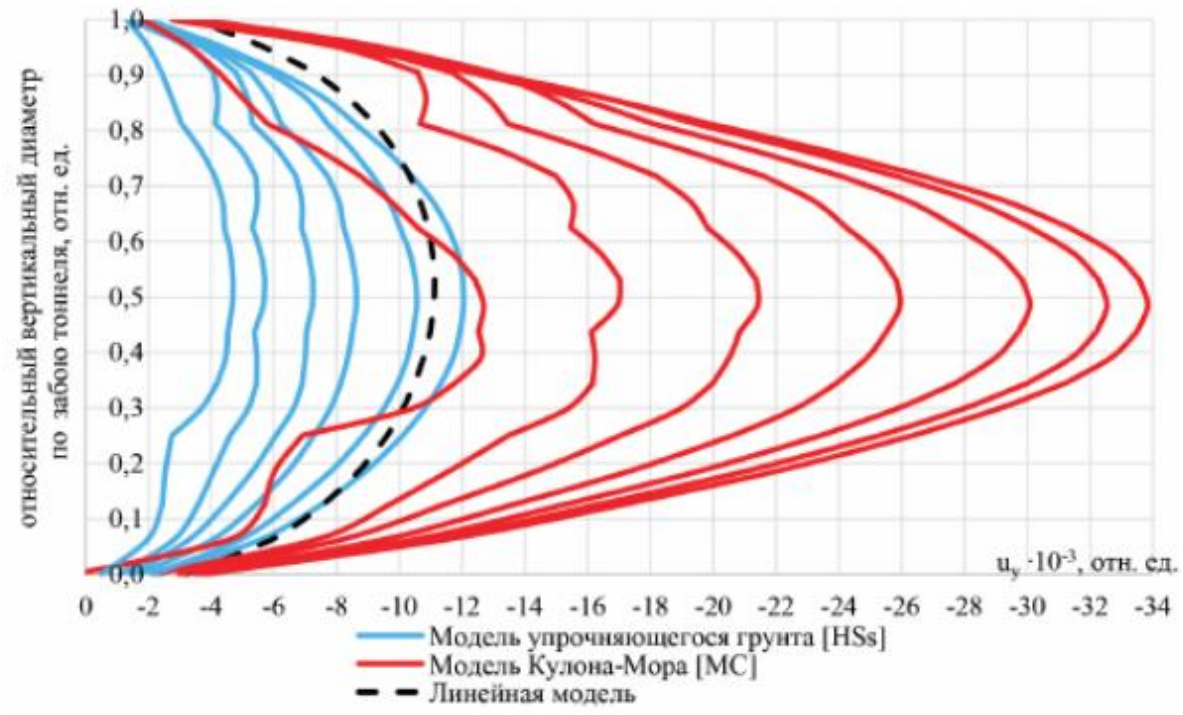


Рис. 3.5 – Сопоставление модельных представлений в рамках распределения смещений [206]

Использование вышеописанных составляющих при реализации алгоритмического подхода данного модельного представления, позволяет правомерно интерпретировать

картину складывающейся геомеханической обстановки: - эта интерпретация связана с возникновением и формированием зон упрочнения на основе изотропного сжатия, что является следствием комплексного проявления процессов в ее контуре от изотропного сдвига и сжатия при их одновременных проявлениях.

Наличие данных фрагментов дает возможность определить количественные величины и проследить характер распределения пластических деформаций, а также размер этой зоны.

3.2 Состав и методика проведения лабораторных исследований посредством компрессионных и трехосных испытаний

В качестве объекта исследований Московского метрополитена использован «Третий пересадочный контур - Восточный участок, станция метро «Каширская» - станция метро «Карачарово». Этап 6: «Подготовительные работы на строительной площадке № 16 (ст. «Нагатинский затон»)». Целью данного параграфа является проведение специальных лабораторных испытаний в соответствии с Техническим заданием, для определения следующих параметров:

- комплекс определений физических свойств для определения наименования грунтов по ГОСТ 25100-2011;
- опорные модули жесткости, соответствующие опорному давлению p_{ref};
- коэффициент Пуассона при разгрузке/повторном нагружении p_{ur};
- степенной показатель для зависимости жесткости от уровня напряжений m;
- модуль деформации при разгрузке/повторном нагружении из испытаний на трехосное сжатие $E_{ur\ ref}$, Мпа;
- секущий модуль деформации при стандартном дренированном испытании на трехосное сжатие E^{50}_{ref}, Мпа.

Для определения физических свойств были взяты пробы пылевато-глинистых грунтов ненарушенной структуры, а также пробы песчаных грунтов нарушенного сложения для изготовления образцов.

Целевым назначением проведения комплекса инженерно-геологических изысканий является верификация и валидация исходных значений вышеописанных параметров для реализация проектных процедур и проработок различных подземных

сооружений и конструкций в рамках взаимодействия элементов используемого модельного представления геомеханической обстановки.

Образцы для испытаний изготавливались в соответствии с ГОСТ 30416-2012. В соответствии с Техническим заданием для представленных образцов были выполнены следующие испытания:

- трехосные испытания грунтов по консолидированно-дренированной схеме;
- одометрические испытания грунтов с использованием компрессионного сжатия.

Трехосные испытания

Трехосные испытания грунтов по консолидированно-дренированной схеме предусматривали использование технических средств, удовлетворяющих требованиям ГОСТ 12248-2010, п. 5.3.1.5; СП 22.13330.2011, п. 5.3.9; СП 23.13330.2011, п. 7.15. С учетом этих требований для проведения испытаний были задействованы сертифицированные приборы ООО «НПП «Геотек». Комплекс оборудования представлен нагрузочным устройством кинематического действия, панелью визуального контроля ГТ 2.0.12, загрузочной камерой для реализации трехосного сжатия ГТ 2.3.5, системных блоков управления, компьютера с соответствующим программным обеспечением АСИС 3.3.

Основные технические характеристики данного оборудования сводятся к следующим составляющим: - прикладываемая вертикальная нагрузка измеряется с использованием датчика силы ГТ 5.2.8 (точность ±1%); - развиваемые вертикальные деформации измеряются с использованием датчиков перемещений ГТ 5.3.5 (точность ±0,2%); - прикладываемое боковое давление измеряется с использованием датчика давления ГТ 5.1.2 (точность ±0,5%). С учетом ГОСТ Р 12248 – 2010 (пункты. 5.3.2.1-5.3.2.4) используемое оборудование для проведения испытаний соответствует всем предъявляемым требованиям (рис. 3.6).

Консолидировано-дренированные испытания для определения характеристик деформируемости проводились в условиях открытого дренажа. Образец нагружался вертикальной нагрузкой до разрушения при постоянном всестороннем давлении σ_3, выбранном на основании природного напряженного состояния для каждого РГЭ.

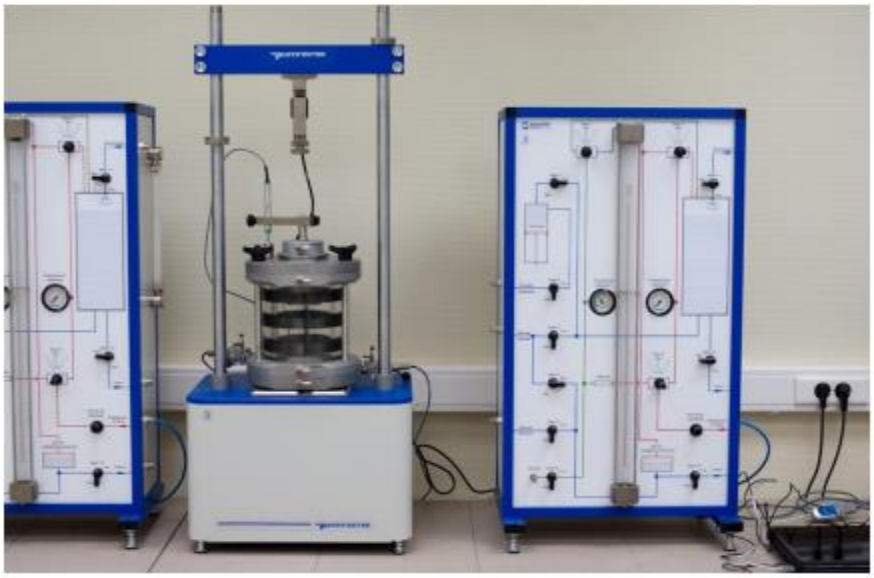


Рис. 3.6 – Установка трехосного сжатия

Разрушение грунта производилось в кинематическом режиме, скорость которого определялась по рекомендациям ГОСТ 12248-2010 и составила 0,01 мм/мин. Испытание проходило до разрушения образца. Полученные результирующие данные приведены ниже на рис. 3.8 – 3.13.

Одометрические испытания грунтов с использованием компрессионного сжатия предусматривали использование технических средств, удовлетворяющих требованиям ГОСТ 12248-2010, п. 5.3.1.5; СП 22.13330.2011, п. 5.3.9; СП 23.13330.2011, п. 7.15. С учетом этих требований для проведения испытаний также были задействованы сертифицированные приборы ООО «НПП «Геотек». Комплекс оборудования также представлен нагрузочным устройством пневматического действия, панелью визуального контроля, системных блоков управления, одометром ГТ 2.0.7 и компьютера с соответствующим программным обеспечением АСИС 3.3.

Основные технические характеристики данного оборудования сводятся к следующим составляющим: - прикладываемая вертикальная нагрузка измеряется с использованием датчика силы ГТ 5.2.8 (точность ±1%); - развиваемые вертикальные деформации измеряются с использованием датчиков перемещений ГТ 5.3.5 (точность ±0,2). С учетом ГОСТ Р 12248 - (пункты. 5.4.2.1) используемое оборудование для проведения испытаний соответствует всем предъявляемым требованиям

Используемое оборудование для проведения испытаний также соответствует всем предъявляемым требованиям (рис. 3.7).

Рис. 3.7 – Установка компрессионного сжатия

Испытания проводились в соответствии с Техническим заданием. Нагружение производилось ступенями с выдержкой каждой ступени вплоть до стабилизации деформаций. Полученные в результате трехосных испытаний данные представлены ниже, рис. 3.8. 3.9.3.10, 3.11. 3.12, 3.13, таблица 3.2.

Данные об испытании		Данные об образце грунта	
Схема испытания	Трехосное сжатие		
Схема фильтрации	Консолидированно-дренированное	Высота образца, мм	100,00
Сведения о замачивании	Полное водонасыщение	Диаметр образца, мм	50,00
Жидкость для замачивания	Вода	Площадь сечения, см^2	19,64
Начало испытания	25.03.2019	Объем образца, см^3	196,36
Конец испытания	26.03.2019	Масса образца	0,380
Прибор	Геотек ГТ 2.3.5		

Физические характеристики грунта										
We	Wl	Wp	Ip	IL	ρ	ρd	ρs	n, д.е.	e, д.е.	Sr, д.е.
0,128	-	-	-	-	1,94	1,72	2,66	0,355	0,550	0,619

Параметры испытания			
σ_3, МПа	h_k,мм	V_k, см^3	σ_1, МПа
0,075	98,32	194,47	0,296

σ, кПа	ε, д.е.
0	0,0000
50	0,0026
100	0,00704
150	0,0205
190	0,06003
150	0,06057
100	0,05998
50	0,05853
0	0,05394
50	0,05446
100	0,05639
150	0,05928
190	0,06325
200	0,0728
221	0,1126
216	0,15

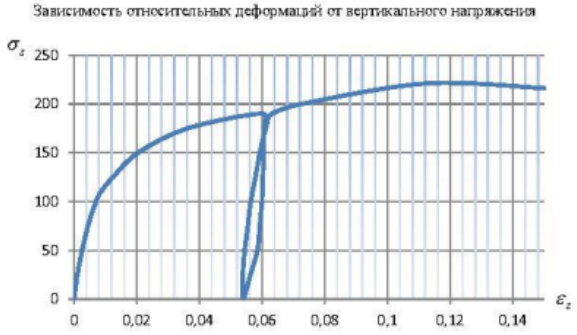


Рис. 3.8 – Результаты трехосных испытаний

Данные об испытании		Данные об образце грунта	
Схема испытания	Трехосное сжатие		
Схема фильтрации	Консолидированно-дренированное	Высота образца, мм	100,00
Сведения о замачивании	Полное водонасыщение	Диаметр образца, мм	50,00
Жидкость для замачивания	Вода	Площадь сечения, см^2	19,64
Начало испытания	28.03.2019	Объем образца, см^3	196,36
Конец испытания	29.03.2019	Масса образца	0,340
Прибор	Геотек ГТ 2.3.5		

Физические характеристики грунта										
We	Wl	Wp	Ip	IL	ρ	ρd	ρs	n, д.е.	e, д.е.	Sr, д.е.
0,128	-	-	-	-	1,95	1,73	2,65	0,347	0,530	0,639

Параметры испытания			
σ_3, МПа	h_k,мм	V_k, см^3	σ_1, МПа
0,150	99,07	189,58	0,548

σ, кПа	ε, д.е.
0	0
50	0,0021362
100	0,0052488
150	0,0103967
200	0,0172605
250	0,0272535
300	0,0412839
350	0,0607651
398	0,1134551
389	0,15

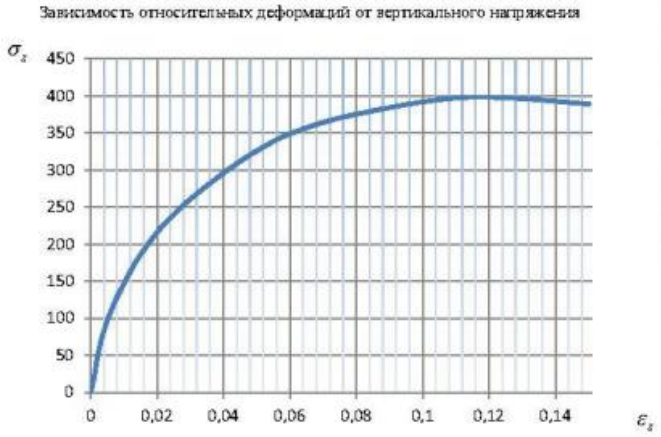


Рис. 3.9 – Результаты трехосных испытаний

Данные об испытании		Данные об образце грунта	
Схема испытания	Трехосное сжатие		
Схема фильтрации	Консолидированно-дренированное	Высота образца, мм	100,00
Сведения о замачивании	Полное водонасыщение	Диаметр образца, мм	50,00
Жидкость для замачивания	Вода	Площадь сечения, см^2	19,64
Начало испытания	25.03.2019	Объем образца, см^3	196,36
Конец испытания	26.03.2019	Масса образца	0,380
Прибор	Геотек ГТ 2.3.5		

Физические характеристики грунта										
We	Wl	Wp	Ip	IL	ρ	ρd	ρs	n, д.е.	e, д.е.	Sr, д.е.
0,128	-	-	-	-	1,94	1,72	2,66	0,355	0,550	0,619

Параметры испытания			
σ_3, МПа	h_k,мм	V_k, см^3	σ_1, МПа
0,075	99,50	194,77	0,322

σ, кПа	ε, д.е.
0	0,0000
25	0,00126
50	0,00242
75	0,00412
100	0,00676
125	0,0095
150	0,01299
175	0,02048
200	0,03243
225	0,05014
247	0,07919
188	0,15

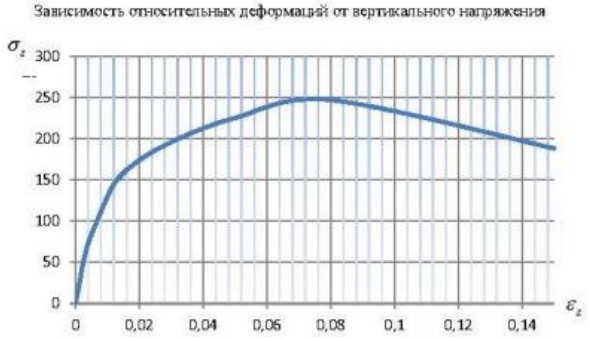


Рис. 3.10 – Результаты трехосных испытаний

Данные об испытании		Данные об образце грунта	
Схема испытания	Трехосное сжатие		
Схема фильтрации	Консолидированно-дренированное	Высота образца, мм	100,00
Сведения о замачивании	Полное водонасыщение	Диаметр образца, мм	50,00
Жидкость для замачивания	Вода	Площадь сечения, $см^2$	19,64
Начало испытания	01.04.2019	Объем образца, $см^3$	196,36
Конец испытания	03.04.2019	Масса образца	0,377
Прибор	Геотек ГТ 2.3.5		

Физические характеристики грунта										
We	Wl	Wp	Ip	IL	ρ	ρd	ρs	n, д.е.	e, д.е.	Sr, д.е.
0,181	-	-	-	-	1,92	1,63	2,66	0,389	0,636	0,757

Параметры испытания			
σ_3, МПа	h_k,мм	V_k, $см^3$	σ_1, МПа
0,050	98,77	193,18	0,188
0,075	98,32	194,47	0,296
0,150	99,07	189,58	0,548

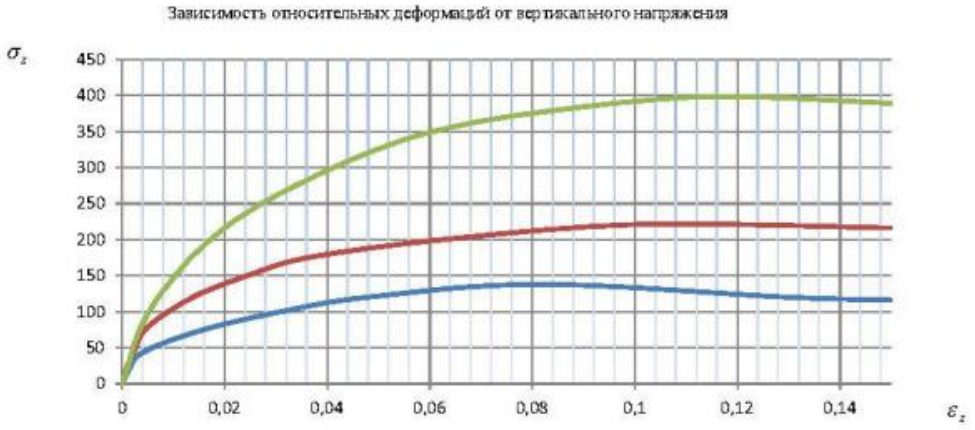
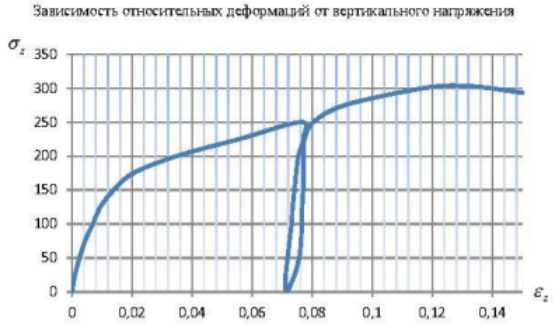


Рис. 3.11 – Результаты трехосных испытаний

Данные об испытании		Данные об образце грунта	
Схема испытания	Трехосное сжатие		
Схема фильтрации	Консолидированно-дренированное	Высота образца, мм	100,00
Сведения о замачивании	Полное водонасыщение	Диаметр образца, мм	50,00
Жидкость для замачивания	Вода	Площадь сечения, $см^2$	19,64
Начало испытания	01.04.2019	Объем образца, $см^3$	196,36
Конец испытания	02.04.2019	Масса образца	0,377
Прибор	Геотек ГТ 2.3.5		

Физические характеристики грунта										
We	Wl	Wp	Ip	IL	ρ	ρd	ρs	n, д.е.	e, д.е.	Sr, д.е.
0,224	-	-	-	-	1,92	1,57	2,66	0,410	0,696	0,856

Параметры испытания			
σ_3, МПа	h_k,мм	V_k, $см^3$	σ_1, МПа
0,090	98,12	189,36	0,393



σ, кПа	ε, д.е.
0	0
50	0,0025
100	0,007
150	0,01421
250	0,0766
150	0,07703
100	0,0765
50	0,07564
25	0,07411
0	0,07142
25	0,07117
50	0,0718
100	0,07314
150	0,0741
200	0,07539
250	0,08043
300	0,11744
293	0,15

Рис. 3.12 – Результаты трехосных испытаний

Данные об испытании	
Схема испытания	Компрессионное сжатие
Схема фильтрации	Двусторонняя
Сведения о замачивании	Полное водонасыщение
Жидкость для замачивания	Вода
Начало испытания	28.03.2019
Конец испытания	01.04.2019
Прибор	Геотек ГТ2.1.1

Данные об образце грунта	
Высота образца, мм	25,00
Диаметр образца, мм	87,00
Площадь сечения, мм	5944,88
Объем образца, мм3	148622,05
Вес образца, кг	0,285

Физические характеристики грунта										
We	Wl	Wp	Ip	IL	ρ	ρd	ρs	n, д.е	e, д.е	Sr, д.е
0,128	-	-	-	-	1,92	1,70	2,70	0,400	0,586	0,590

Дата/время	Напряжение σ, МПа	Осадка штампа Δhi,мм	Отн. Деформация ε
	0	0	0,0000
	0,025	0,177	0,0071
	0,050	0,269	0,0107
	0,100	0,345	0,0138
	0,150	0,409	0,0164
	0,200	0,468	0,0187
	0,250	0,511	0,0204
	0,300	0,553	0,0221
	0,400	0,616	0,0247
	0,500	0,654	0,0262
	0,600	0,702	0,0281

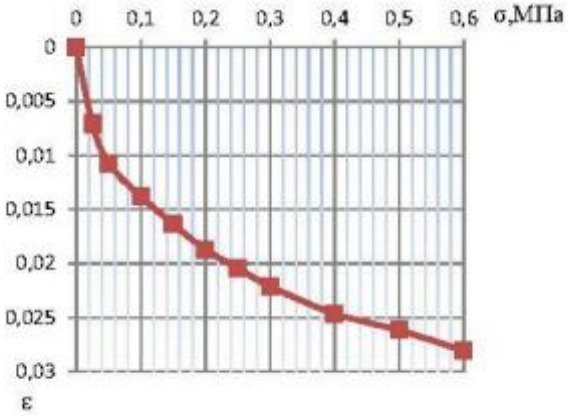


Рис. 3.13 – Результаты трехосных испытаний

Таблица 3.2 – Частные определения

№	ИГЭ	№ Определения	Опорное давление, кПа	Эффективное сцепление	Эффективный угол внутреннего трения, °	Угол дилатансии, °	Секущий модуль деформации, МПа	Касательный модуль деформации, МПа	Секущий модуль деформации разгрузки, МПа	Коэффициент Пуассона при разгрузке	Степенной показатель	Коэффициент бокового давления
			Разрушение по критерию Мора-Кулона	c	φ	ψ	E_{50}^{ref}	E_{oed}^{ref}	E_{ur}^{ref}	ν_{ur}	m	K_0
1	20-532	1	75	5.06	34.05	0.0	11.062	17.778	48.039	0.210	0.758	0.449
		2		5.83	34.31	0.0	14.012	8.442	51.398	0.215	0.667	0.439
		3		4.99	34.46	0.0	14.366	15.415	49.0.14	0.218	0.764	0.429
		4		5.22	34.72	0.0	14.398	8.325	46.500	0.230	0.596	0.441
		5		4.83	34.80	0.0	14.260	16.237	47.130	0.220	0.752	0.471
		6		3.85	35.13	0.0	14.864	8.871	50.388	0.219	0.506	0.451
2	36-5522	1	90	6.99	34.05	0.0	11.580	7.656	48.877	0.204	0.625	0.416
		2		6.58	34.28	0.0	12.363	7.363	52.878	0.229	0.537	0.499
		3		6.26	34.36	0.0	11.014	14.156	47.009	0.207	1.000	0.422
		4		6.53	34.49	0.0	12.256	11.976	53.386	0.201	1.000	0.497
		5		5.77	34.87	0.0	11.667	14.817	49.045	0.227	1.000	0.412
		6		5.52	35.00	0.0	11.636	10.975	56.060	0.222	1.000	0.497
3	38-33	1	120	40.99	23.19	0.0	15.847	11.148	75.518	0.194	1.000	0.506
		2		40.66	23.19	0.0	15.691	12.570	69.633	0.214	0.907	0.502
		3		40.22	23.19	0.0	13.140	10.284	66.543	0.199	0.870	0.449
		4		42.47	22.71	0.0	11.840	14.764	70.158	0.189	1.000	0.456
		5		40.69	23.29	0.0	13.927	10.188	68.136	0.216	1.000	0.520
		6		40.95	23.38	0.0	13.922	13.007	69.209	0.219	1.000	0.575
		7		41.50	23.38	0.0	12.497	10.514	69.069	0.215	0.881	0.433
		8		41.86	23.48	0.0	12.350	12.088	68.197	0.208	1.000	0.460
4	38-541	1	130	4.94	33.89	0.0	11.457	12.719	36.379	0.209	0.727	0.453
		2		4.92	32.90	0.0	10.639	8.216	40.150	0.218	0.507	0.437
		3		4.76	33.60	0.0	10.276	11.114	37.585	0.227	0.754	0.473
		4		5.17	33.45	0.0	10.163	8.627	40.132	0.215	1.000	0.414
		5		7.12	32.25	0.0	10.342	9.085	39.987	0.218	1.000	0.513
		6		5.13	33.94	0.0	10.504	7.487	38.128	0.221	1.000	0.456

Все параметры укладываются в рамки нормативных документов [207-214].

3.3 Виртуальная лаборатория PLAXIS SOIL TEST и оптимизированные характеристики расчётных грунтовых элементов, рекомендованные для геомеханического моделирования

Модельное представление Hardening Soil (определение основополагающих параметров) потребовало учета 9 (девяти) расчетных грунтовых элементов на объекте Московского метрополитена: «Третий пересадочный контур - Восточный участок, станция метро «Каширская» - станция метро «Карачарово». Этап 6: «Подготовительные работы на строительной площадке № 16 (ст. «Нагатинский затон»)». Объект представляет собой стартовый котлован станционного комплекса «Нагатинский затон» с максимальными габаритами 196,0х48,0 м, глубиной от 27 о 35 м (абсолютные отметки дна котлована –до 88,5м) и заглублением ограждающих конструкций до 44 м (абсолютные отметки низа ограждения – 79,5м). Целью данных исследований является определение параметров модельного представления Hardening Soil (лаборатория) и их оптимизация с помощью математического моделирования испытаний грунтов в виртуальной лаборатории PLAXIS SOIL TEST в соответствии с техническим заданием, необходимых для геомеханического моделирования устройства вышеописанного котлована:

– (эффективного) сцепления c, кПа;
– (эффективного) угла внутреннего трения φ,°;
– угла дилатансии ψ °;
– υ_{ur} [-] коэффициента Пуассона при разгрузке;
– K_0 [-] коэффициента бокового давления грунта в покое;
– m [-] степенного показателя зависимости жесткости от уровня напряжений;
– E_{50}^{ref} [МПа] модуля деформации (секущего) из испытания в стабилометре;
– E_{oed}^{ref} [МПа] модуля деформации (касательного) из испытания в одометре;
– E_{ur}^{ref} [МПа] модуля деформации разгрузки (секущего) из испытания в стабилометре.

При расчете использована соответствующая нормативная документация в виде Федеральных законов, ГОСТОВ, СП.

Определение прямых параметров HS для геомеханического моделирования производится на основании натурных лабораторных испытаний грунтов и их математического моделирования с оптимизацией параметров. Основные результаты натурных лабораторных испытаний, важных для геомеханического моделирования устройства котлована приведены ниже. Наиболее представительные геологические разрезы моделируемой области приведены на рис. 3.14, 3.15, 3.16.

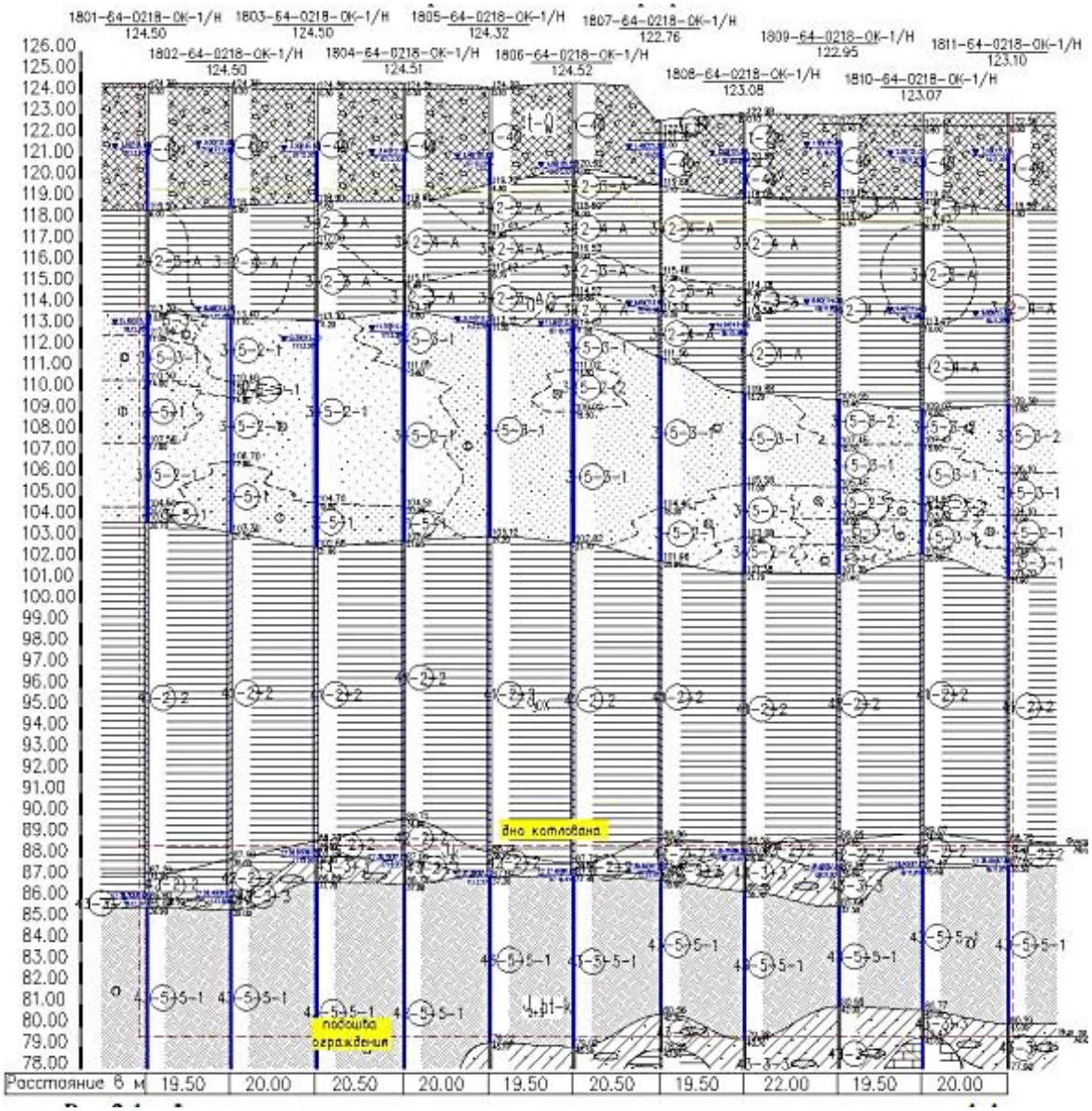


Рис. 3.14 – Геологический разрез 1 в объемах моделирования

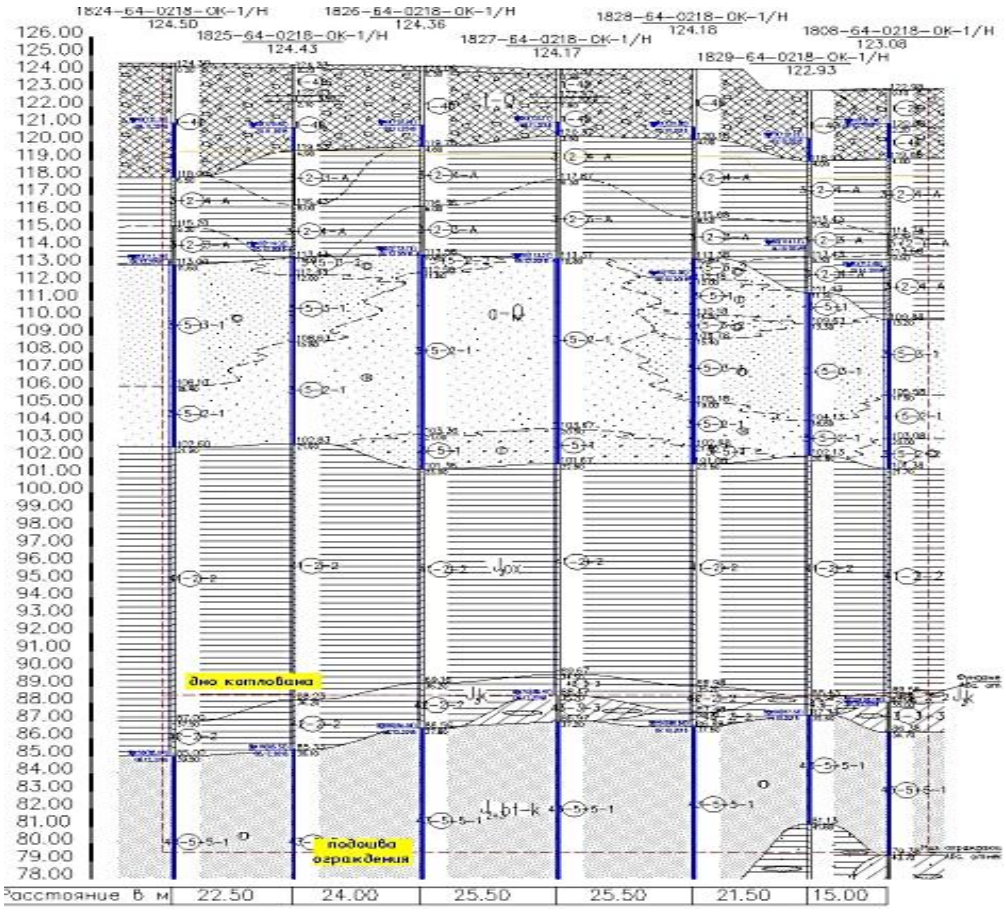


Рис. 3.15 – Геологический разрез 2 в объемах моделирования

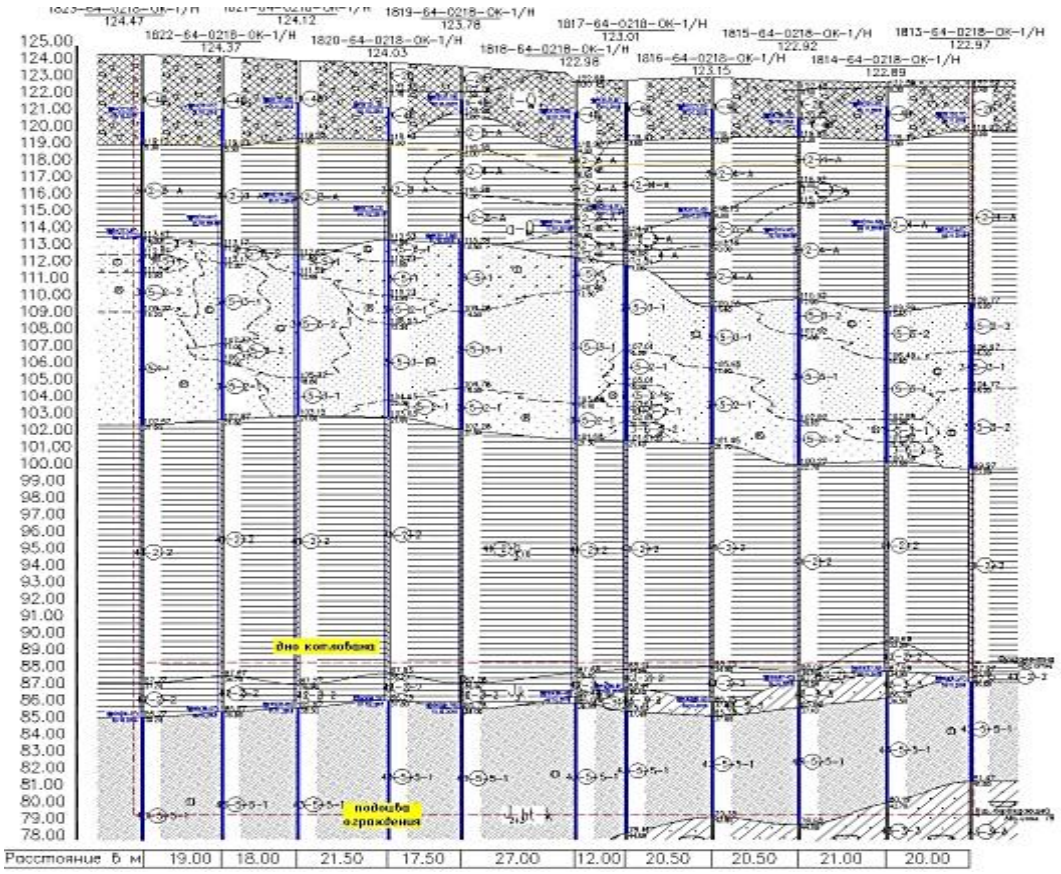


Рис. 3.16 – Геологический разрез 3 в объемах моделирования

Моделируемая область представлена на рис. 3.17.

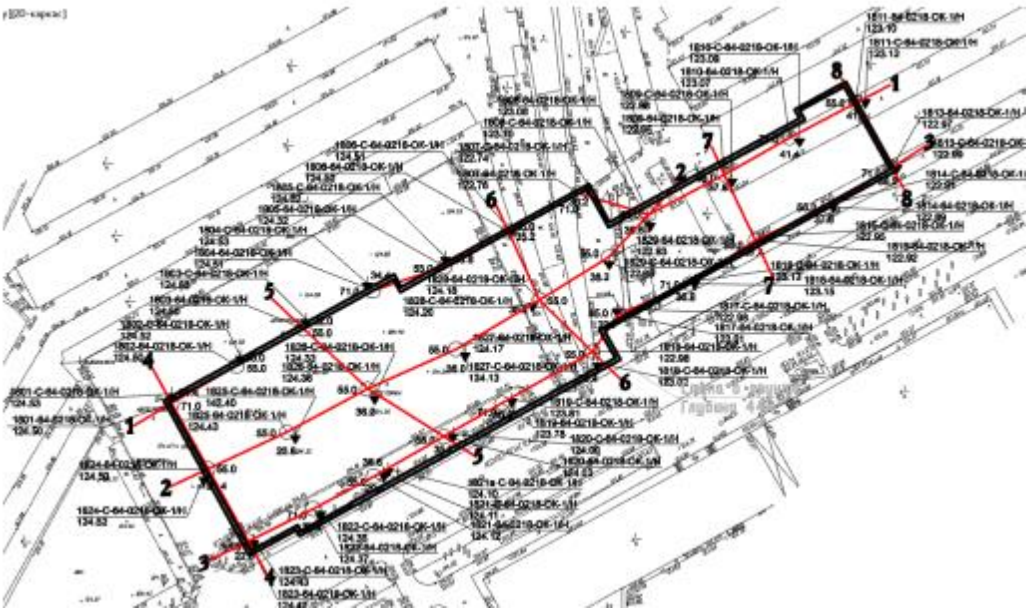


Рис. 3.17 – Моделируемая область

Определение расчетных характеристик производилось с доверительной вероятностью α=0,85 и α=0,95. Методика определения параметров изложена в описании модели Hardening Soil, а также в отечественных и зарубежных нормативных документах. Величина опорного давления p_{ref} принималась близкой к природному боковому давлению на глубине в пределах залегания инженерно-геологического элемента. Виды испытаний и характеристики, определяемые по их результатам даны в таблице 3.3.

Таблица 3.3 - Виды испытаний и характеристики

Испытание	Определяемый параметр
Трёхосные (стабилометрические)	• E_{50}^{ref} - секущий модуль деформации • K_0 – коэффициент бокового давления покоя • ψ – угол дилатансии • φ – эффективный угол внутреннего трения • c – эффективное сцепление • m – степенной показатель зависимости жёсткости от уровня напряжений
Компрессионные (одометрические)	• E_{oed}^{ref} – касательный модуль деформации
Трёхосные с разгрузкой (стабилометрические)	• ν_{ur} – коэффициент Пуассона при разгрузке/повторном нагружении • E_{ur}^{ref} – секущий модуль деформации

Фрагменты результатов стабилометрических испытаний приведены на рис. 3.18, 3.19, 3.20, 3.21.

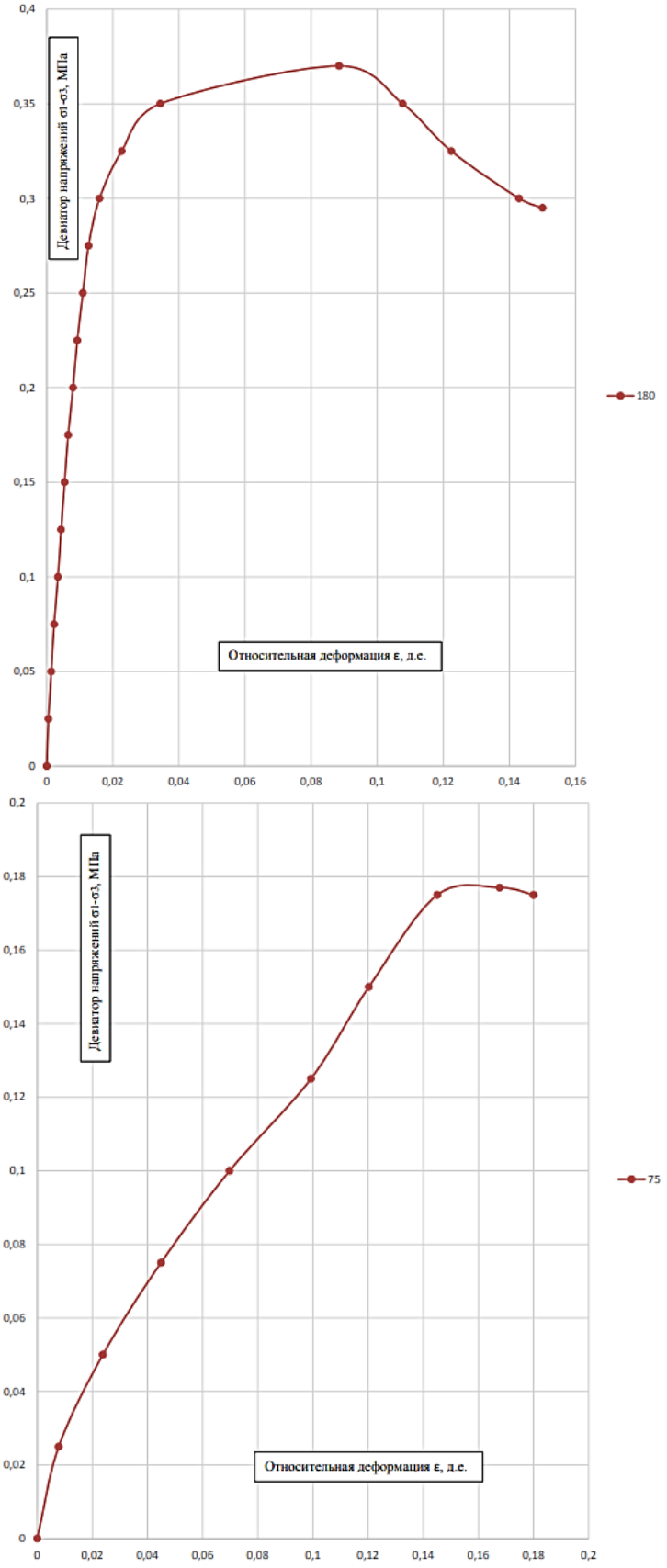


Рис. 3.18 – Фрагменты результатов стабилометрических испытаний

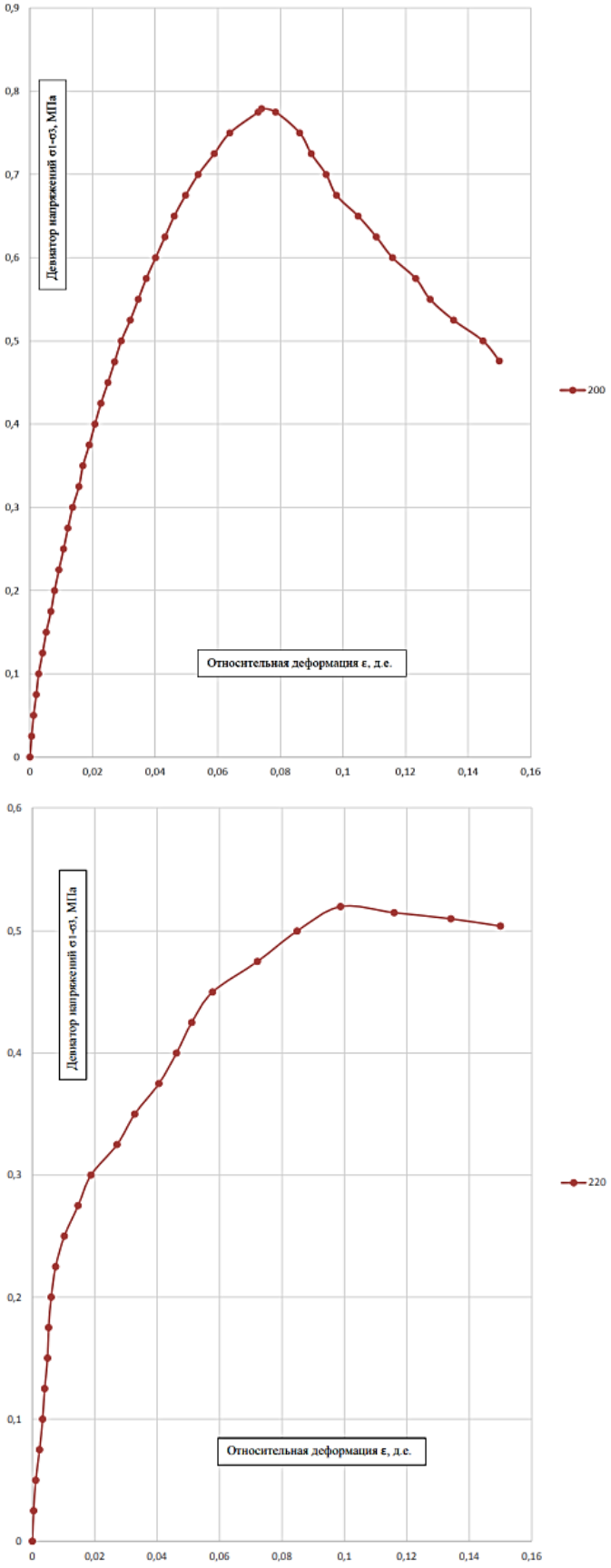
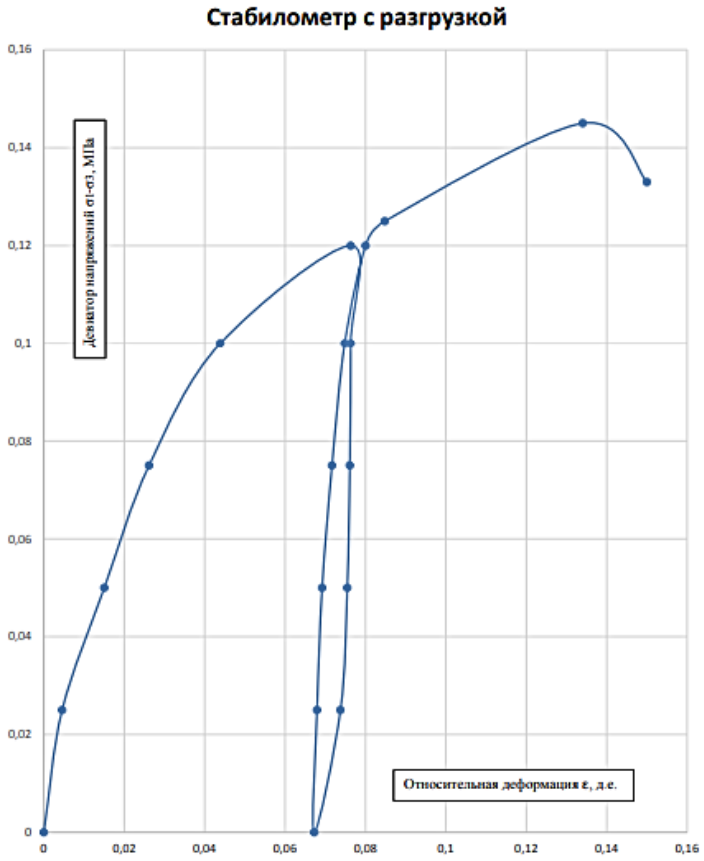


Рис. 3.19 – Фрагменты результатов стабилометрических испытаний



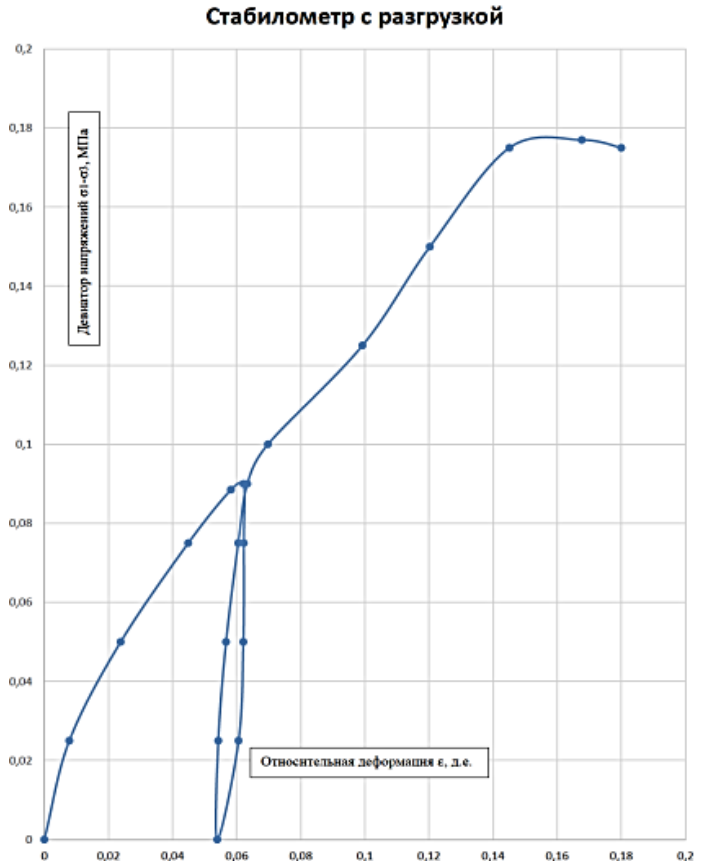
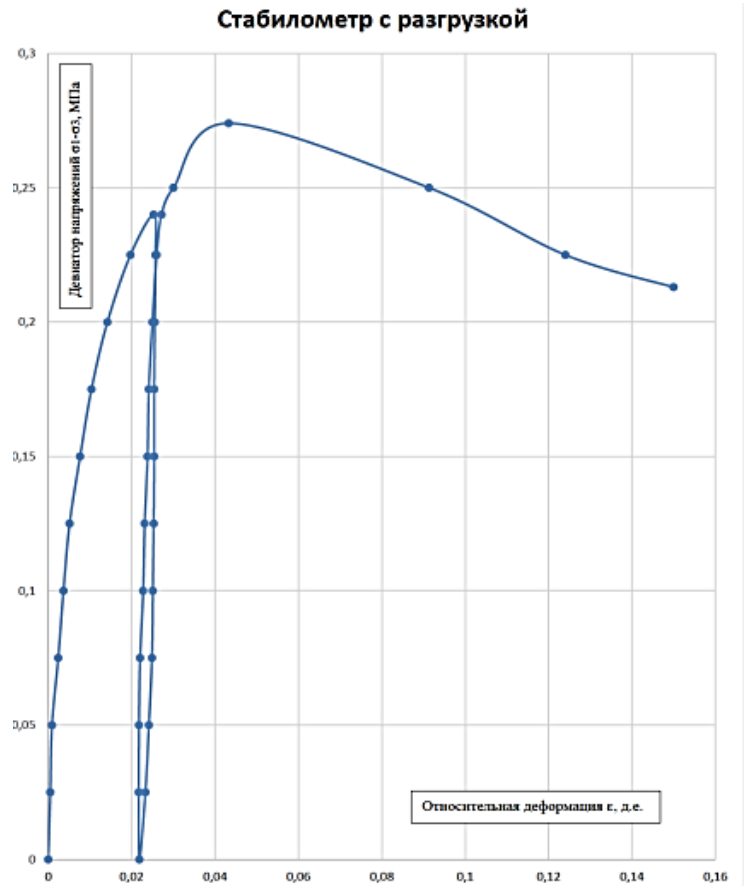


Рис. 3.20 – Фрагменты результатов стабилометрических испытаний



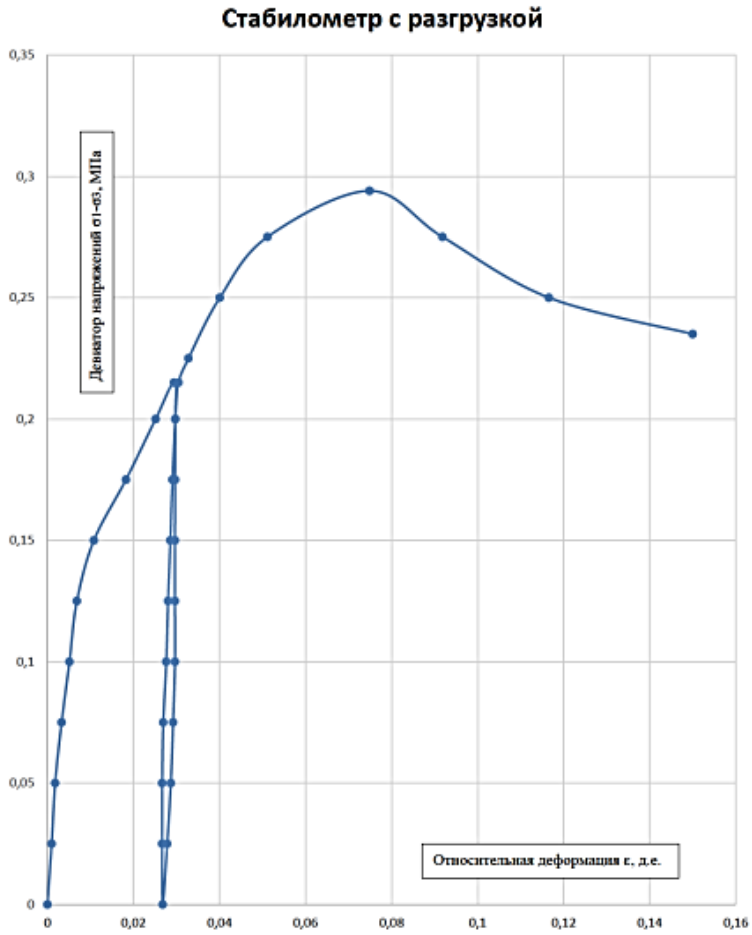


Рис. 3.21 – Фрагменты результатов стабилометрических испытаний

В качестве нормативных значений принимались средние значения всех величин по всем опытам. Расчетные значения для соответствующих модулей получены путем статистической обработки результатов в соответствии с ГОСТ 20522-2012 [7]. Результаты частных определений для каждого ИГЭ представлены в таблице 3.4. Сводная таблица параметров для каждого ИГЭ представлена в таблице 3.5. Инженерно-геологический разрез с выделением расчётных грунтовых элементов представлен на рисунке 3.22 - 3.24.

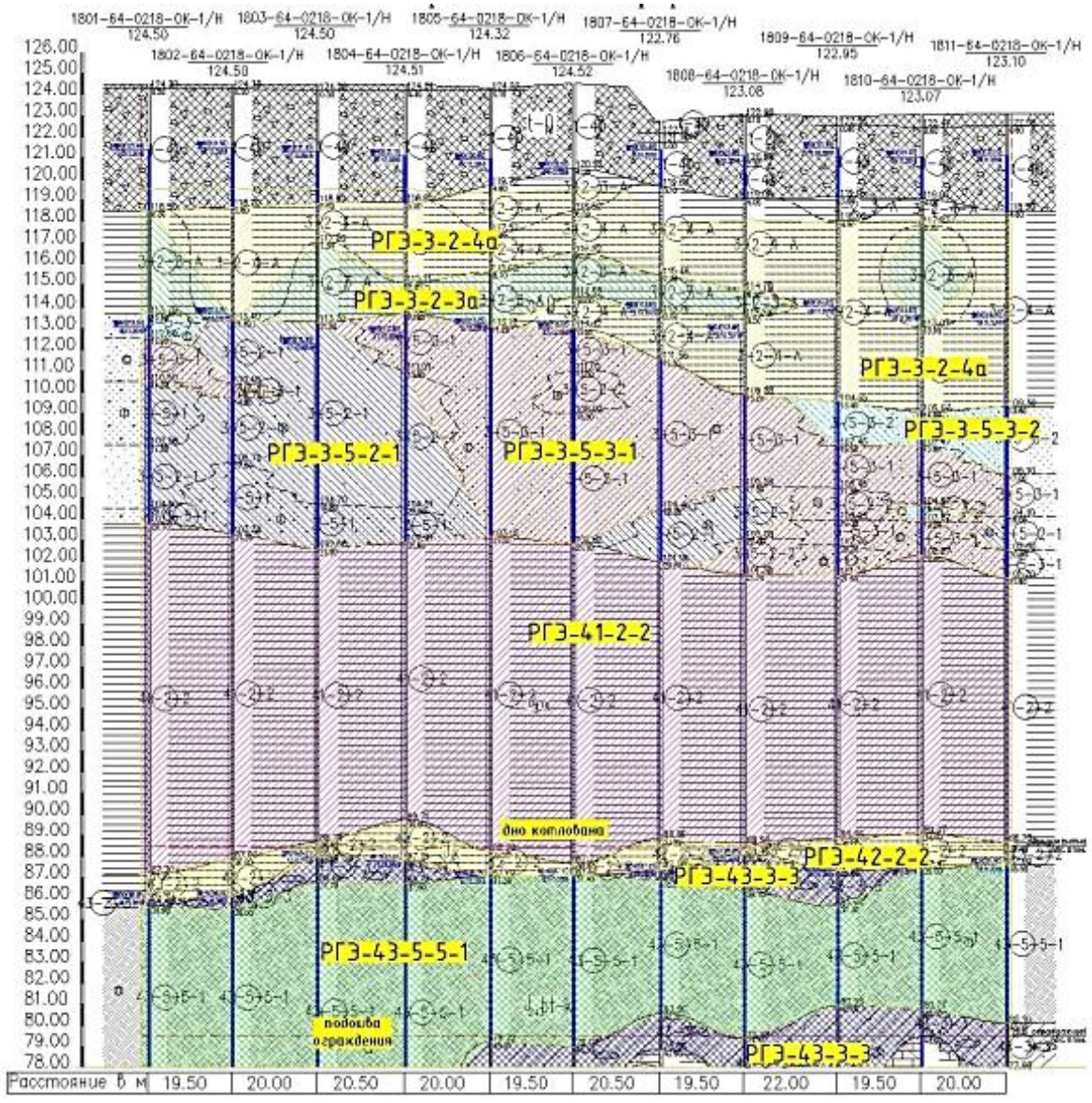


Рис. 3.22 – Фрагмент инженерно-геологического разреза с выделением расчётных грунтовых элементов

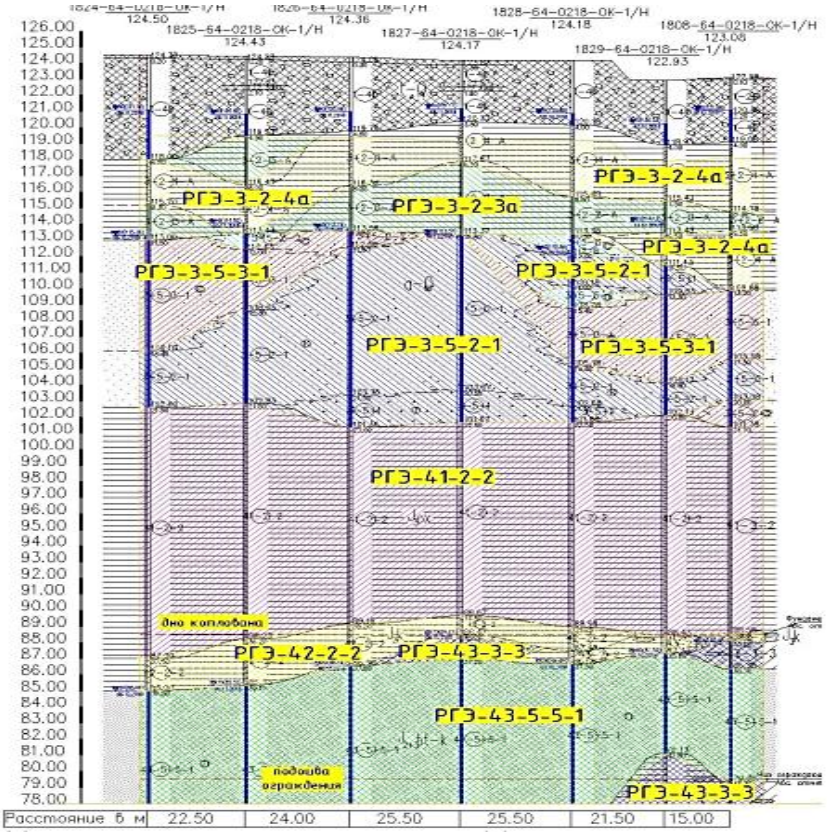


Рис. 3.23 – Фрагмент инженерно-геологического разреза с выделением расчётных грунтовых элементов

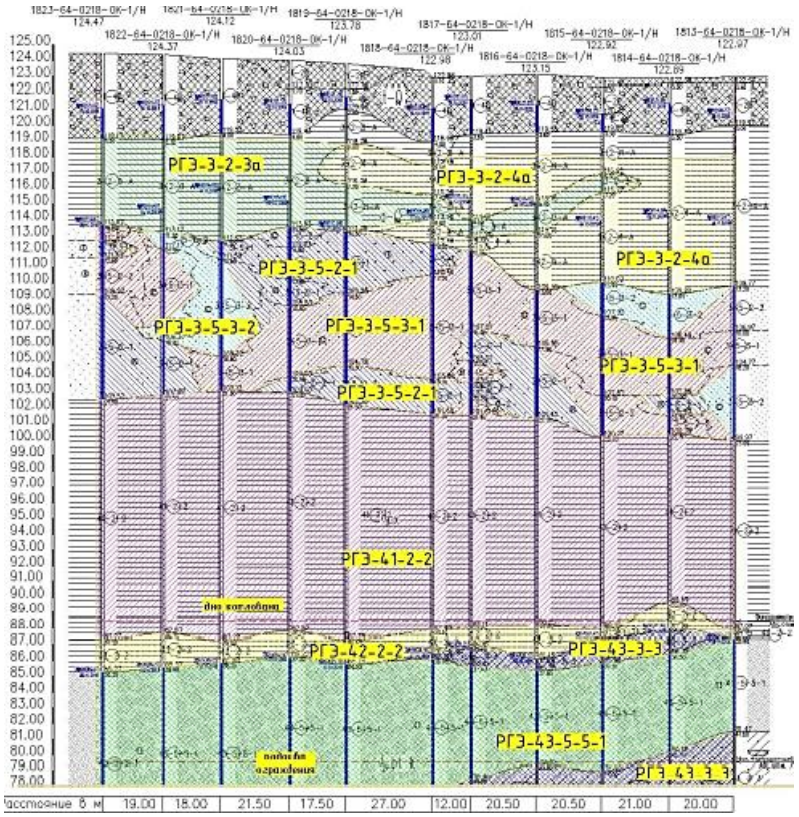


Рис. 3.24 – Фрагмент инженерно-геологического разреза с выделением расчётных грунтовых элементов

Таблица 3.4 – Частные определения

№	ИГЭ	№ Определения	Опорное давление, кПа	Эффективное сцепление	Эффективный угол внутреннего трения, °	Угол дилатансии, °	Секущий модуль деформации, МПа	Касательный модуль деформации, МПа	Секущий модуль деформации разгрузки, МПа	Коэффициент Пуассона при разгрузке	Степенной показатель	Коэффициент бокового давления
			p^{ref}	c	φ	ψ	E_{50}^{ref}	E_{oed}^{ref}	E_{ur}^{ref}	ν_{ur}	m	K_0
1	3-2-4А	1	75	52.60	10.92	0.0	1.553	3.174	10.249	0.220	1.000	0.667
		2		48.51	13.68	0.0	3.541	3.587	11.379	0.214	0.821	0.538
		3		45.44	13.52	0.0	1.571	3.024	10.031	0.215	1.000	0.639
		4		47.28	13.66	0.0	1.766	3.020	9.497	0.212	1.000	0.631
		5		48.26	11.90	0.0	2.064	4.011	10.401	0219	1.000	0.541
		6		49.54	10.59	0.0	2.852	3.583	11.198	0.212	1.000	0.592
		7		50.45	9.93	0.0	2.943	2.916	11.256	0.219	1.000	0.538
		8		45.01	11.90	0.0	2.804	3.247	11.399	0.216	1.000	0.546
2	3-2-3-А	1	75	25.16	19.36	0.0	3.016	2.453	11.776	0.220	0.975	0.529
		2		19.09	20.18	0.0	3.979	3.245	11.292	0.218	0.676	0.558
		3		28.28	18.03	0.0	3.411	3.419	12.164	0.216	1.000	0.543
		4		17.63	21.51	0.0	3.551	2.814	11.035	0.219	0.538	0.550
		5		20.91	21.36	0.0	3.854	3.380	12.720	0.220	0.532	0.575
		6		18.30	22.37	0.0	3.830	2.193	10.565	0.217	0.850	0.531
		7		16.46	22.46	0.0	3.392	2.853	10.169	0.220	0.808	0.543
		8		24.22	18.77	0.0	4.149	2.187	10.476	0.218	0.645	0.522
3	3-5-3-2	1	75	4.86	36.98	0.0	14.361	16.479	68.255	0.293	0.443	0.466
		2		5.64	37.03	0.0	17.241	15.975	63.585	0.294	0.532	0.779
		3		3.90	36.85	0.0	17.879	13.617	60.487	0.228	0.914	0.698
		4		3.52	37.60	0.0	18.123	11.942	65.148	0.297	0.642	0.647
		5		2.30	37.95	0.0	16.062	19.415	69.707	0.183	0.404	0.488
		6		4.78	37.96	0.0	20.309	13.671	64.733	0.232	0.382	0.466
4	3-5-3-1	1	75	0.71	41.64	0.0	24.504	20.712	56.536	0.209	0.590	0.595
		2		5.41	41.57	0.0	20.551	19.669	64.076	0.205	0.878	0.600
		3		0.80	41.79	0.0	23.669	18.825	56.379	0.200	0.762	0.529
		4		1.98	42.18	0.0	23.525	20.172	64.339	0.212	0.822	0.490
		5		0.85	41.45	0.0	22.912	19.915	56.737	0.212	0.601	0.506
		6		3.09	39.09	0.0	23.824	20.295	77.327	0.214	0.634	0.563
5	3-5-2-1	1	75	3.87	41.22	0.0	15.470	16.626	60.918	0.183	0.546	0.667
		2		3.01	41.47	0.0	17.635	17.034	63.248	0.227	0.609	0.678
		3		0.00	42.22	0.0	20.046	15.677	62.502	0.222	0.507	0.647
		4		0.51	42.22	0.0	18.836	13.342	61.017	0.215	0.651	0.572
		5		1.92	41.20	0.0	16.803	17.187	56.030	0.222	0.538	0.587
		6		2.11	40.19	0.0	20.108	15.288	75.486	0.205	0.867	0.508

6	41-2-2	1	180	90.22	17.51	0.0	27.501	18.910	64.851	0.212	0.810	0.479
		2		87.70	17.06	0.0	33.526	16.062	44.418	0.238	1.000	0.508
		3		87.09	17.62	0.0	27.879	23.594	81.835	0.259	1.000	0.520
		4		88.18	17.73	0.0	28.511	15.484	48.137	0.242	0.773	0.520
		5		90.43	17.35	0.0	31.155	20.732	47.788	0.233	0.887	0.495
		6		85.40	18.62	0.0	36.392	23.460	45.229	0.248	1.000	0.508
		7		91.16	17.35	0.0	32.443	24.058	57.965	0.227	0.919	0.548
		8		94.18	17.82	0.0	32.527	20.828	59.202	0.250	0.992	0.527
7	42-2-2	1	200	77.39	30.28	0.0	20.651	17.299	141.460	0.188	0.927	0.389
		2		80.19	28.45	0.0	24.749	16.618	183.460	0.200	1.000	0.325
		3		77.90	30.08	0.0	21.352	12.905	158.040	0.190	1.000	0.332
		4		79.20	29.19	0.0	22.582	10.811	176.580	0.201	1.000	0.370
		5		75.01	30.53	0.0	23.915	12.832	166.670	0.209	0.853	0.330
		6		80.18	29.62	0.0	25.331	15.275	166.180	0.210	0.852	0.370
		7		83.73	29.24	0.0	21.927	15.754	179.630	0.208	0.914	0.328
		8		78.29	29.15	0.0	24.392	13.321	164.710	0.203	1.000	0.351
8	43-3-3	1	220	81.93	24.36	0.0	28.352	16.257	69.180	0.200	0.641	0.515
		2		81.28	23.57	0.0	28.614	14.201	61.161	0.201	0.772	0.431
		3		88.89	22.71	0.0	29.285	17.939	73.469	0.224	0.506	0.416
		4		76.08	24.04	0.0	26.766	15.617	68.677	0.218	0.765	0.427
		5		82.61	24.54	0.0	29.606	16.891	74.619	0.220	0.784	0.520
		6		79.99	24.36	0.0	28.760	14.598	77.536	0.210	0.645	0.435
		7		85.22	24.08	0.0	28.292	17.657	74.793	0.208	0.721	0.410
		8		79.80	23.76	0.0	32.074	16.219	78.427	0.226	0.709	0.193
9	43-5-5-1	1	220	17.41	27.54	0.0	27.488	28.940	70.217	0.186	1.000	0.464
		2		15.98	30.54	0.0	28.765	27.834	77.128	0.196	0.680	0.471
		3		18.46	30.27	0.0	31.146	26.647	63.379	0.208	1.000	0.410
		4		16.56	30.54	0.0	27.724	28.941	83.595	0.203	0.690	0.453
		5		17.14	30.03	0.0	29.395	30.362	85.477	0.187	1.000	0.441
		6		17.15	30.34	0.0	26.996	28.135	63.077	0.174	0.714	0.477
№	ИГЭ	№ исп.	p^{ref}	c	φ	ψ	E_{50}^{ref}	E_{oed}^{ref}	E_{ur}^{ref}	ν_{ur}	m	K_0

Таблица 3.5 – Сводная таблица нормативных и расчетных характеристик ИГЭ

№			1	2	3	4	5	6	7	8	9
ИГЭ			3-2-4А	3-2-3-А	3-5-3-2	3-5-3-1	3-5-2-1	41-2-2	42-2-2	43-3-3	43-5-5-1
p^{ref}	Опорное давление, кПа		75	75	75	75	75	180	200	220	220
c	Эффективное сцепление, кПа	α=0.95	47.38	19.59	3.60	1.26	1.21	88.20	77.97	80.45	16.72
		α=0.85	46.68	18.43	3.19	0.62	0.70	87.44	77.27	79.40	16.43
		норм.	48.38	21.25	4.16	2.14	1.90	89.295	78.98	81.97	17.11
φ	Эффективный угол внутреннего трения,º	α=0.95	11.40	19.80	37.20	40.80	41.00	17.40	29.30	23.70	29.40
		α=0.85	11.00	19.40	37.00	40.40	40.80	17.30	29.10	23.50	28.90
		норм.	12.00	20.50	37.40	41.30	41.40	17.60	29.60	23.90	29.90
E_{50}^{ref}	Секущий модуль деформации, МПа	α=0.95	2.092	3.501	16.376	22.511	17.273	30.011	22.431	28.370	27.861
		α=0.85	1.887	3.398	15.678	22.032	16.630	29.154	21.956	27.953	27.330
		норм.	2.387	3.648	17.329	23.164	18.150	31.242	23.112	28.969	28.586
E_{oed}^{ref}	Касательный модуль деформации, МПа	α=0.95	3.171	2.618	13.922	19.625	15.175	19.068	13.471	15.642	27.883
		α=0.85	3.068	2.479	12.988	19.400	14.674	18.144	12.858	15.273	27.448
		норм.	3.320	2.818	15.183	19.931	15.859	20.395	14.352	16.172	28.447
E_{ur}^{ref}	Секущий модуль деформации разгрузки, МПа	α=0.95	10.389	10.922	63.754	58.707	59.263	51.127	161.777	69.989	69.173
		α=0.85	10.188	10.677	62.607	55.880	56.754	47.609	158.076	68.426	65.774
		норм.	10.676	11.275	65.319	62.566	62.700	56.178	167.091	72.233	73.812
ψ	Угол дилатансии, º		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
ν_{ur}	Коэффициент Пауссона при разгрузке		0.216	0.219	0.255	0.209	0.212	0.239	0.201	0.213	0.192
m	Степенной показатель		0.978	0.753	0.553	0.715	0.620	0.923	0.943	0.693	0.847
K_0	Коэффициент бокового давления		0.587	0.544	0.519	0.547	0.610	0.513	0.349	0.456	0.453

Математическое моделирование испытаний грунтов с оптимизацией параметров производится в виртуальной лаборатории PLAXIS SOIL TEST. После проведения лабораторных испытаний полученные параметры модели Hardening Soil вводятся в программный комплекс PLAXIS для проверки корректности соотношений их величин между собой. Данные, полученные непосредственно из испытаний, не всегда вписываются в рамки математической модели грунта, поэтому для возможности проектировщиков без дополнительной обработки использовать параметры в расчетах производится процедура математического моделирования лабораторных испытаний с целью оптимизации прямых данных опытов под конкретную задачу.

Ниже представлены графические результаты испытаний расчетных грунтовых элементов в виртуальной лаборатории и результаты оптимизации параметров грунта на основании натурных и виртуальных испытаний.

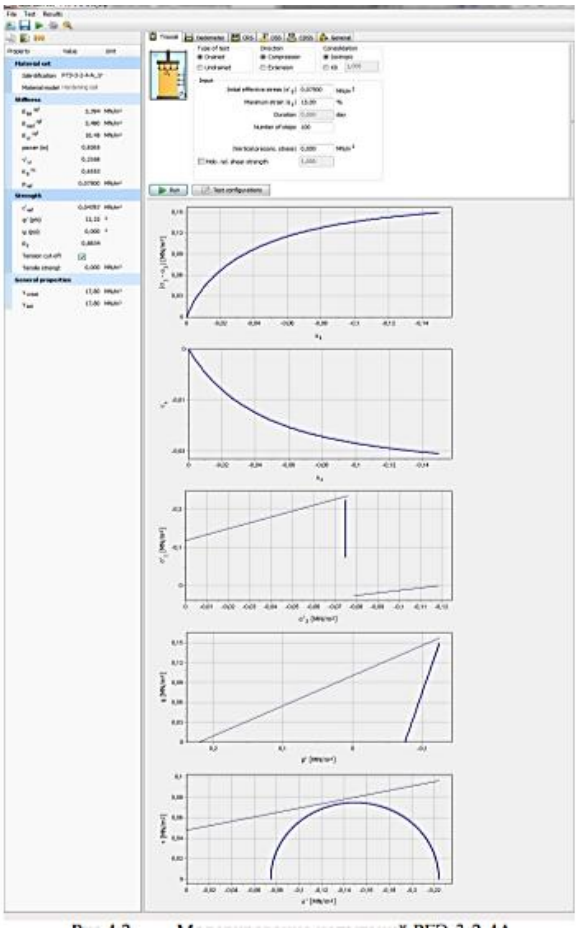


Рис. 3.25 – Моделирование испытаний в виртуальной лаборатории *PLAXIS SOIL TEST*

Рис. 3.26 – Результаты оптимизации параметров

Таблица 3.6 – Оптимизированные параметры предельных состояний первой группы, рекомендованные для моделирования

№	РГЭ	Опорное давление, кПа	Эффективное сцепление, кПа	Эффективный угол внутреннего трения, °	Угол дилатансии, °	Секущий модуль деформации, МПа	Касательный модуль деформации, МПа	Секущий модуль деформации разгрузки, МПа	Коэффициент Пуассона при разгрузке	Степенной показатель	Коэффициент разрушения	Коэффициент бокового давления
		p^{ref}	c	φ	ψ	E_{50}^{ref}	E_{oed}^{ref}	E_{ur}^{ref}	ν_{ur}	m	R_f	K_0
1	3-2-4А	75	47.87	12.22	0.0	3.394	3.490	10.450	0.217	0.826	0.883	0.655
2	3-2-3-А	75	28.25	18.24	0.0	3.379	2.8879	11.440	0.217	0.892	0.837	0.556
3	3-5-3-2	75	2.67	36.13	0.0	17.600	18.960	60.280	0.232	0.775	0.855	0.471
4	3-5-3-1	75	2.67	39.70	0.0	22.900	19.230	71.880	0.208	0.843	0.944	0.510
5	3-5-2-1	75	1.51	40.26	0.0	15.510	14.610	69.880	0.210	0.603	0.758	0.513
6	41-2-2	180	88.76	18.09	0.0	34.310	21.480	76.720	0.248	0.826	0.899	0.539
7	42-2-2	200	77.92	29.49	0.0	23.890	11.840	169.900	0.202	0.887	0.704	0.362
8	43-3-3	220	76.96	22.71	0.0	26.810	16.780	68.710	0.218	0.581	0.951	0.502
9	43-5-5-1	220	16.34	27.73	0.0	27.780	26.820	67.250	0.194	0.700	0.898	0.436

Таблица 3.7 – Оптимизированные параметры, рекомендованные для моделирования по второй группе предельных состояний

№	РГЭ	Опорное давление, кПа	Эффективное сцепление, кПа	Эффективный угол внутреннего трения, °	Угол дилатансии, °	Секущий модуль деформации, МПа	Касательный модуль деформации, МПа	Секущий модуль деформации разгрузки, МПа	Коэффициент Пуассона при разгрузке	Степенной показатель	Коэффициент разрушения	Коэффициент бокового давления
		p^{ref}	c	φ	ψ	E_{50}^{ref}	E_{oed}^{ref}	E_{ur}^{ref}	ν_{ur}	m	R_f	K_0
1	3-2-4А	75	52.23	13.46	0.0	3.435	3.843	10.810	0.214	0.835	0.878	0.634
2	3-2-3-А	75	24.62	21.21	0.0	3.691	2.895	12.450	0.216	0.995	0.873	0.540
3	3-5-3-2	75	5.17	37.72	0.0	19.110	18.970	64.930	0.209	0.632	0.857	0.467
4	3-5-3-1	75	3.26	40.28	0.0	24.420	20.640	74.470	0.204	0.842	0.950	0.506
5	3-5-2-1	75	3.65	40.51	0.0	16.590	16.190	75.250	0.205	0.619	0.818	0.510
6	41-2-2	180	92.06	18.61	0.0	36.050	21.830	81.290	0.221	0.922	0.898	0.537
7	42-2-2	200	83.68	30.47	0.0	25.300	13.990	177.400	0.194	0.862	0.809	0.327
8	43-3-3	220	83.66	23.77	0.0	27.640	17.670	72.170	0.203	0.584	0.965	0.501
9	43-5-5-1	220	17.01	28.63	0.0	27.840	28.940	79.540	0.187	0.728	0.899	0.425

Таким образом, при подготовке окончательных данных было проанализировано инженерно-геологическое сложение площадки строительства на объекте Московского метрополитена: «Третий пересадочный контур - Восточный участок, станция метро «Каширская» - станция метро «Карачарово». Этап 6: «Подготовительные работы на строительной площадке № 16 (ст. «Нагатинский затон»)» с выделением 9 (девяти) расчётных грунтовых элементов. После выполнения статистической обработки результатов натурных испытаний грунтов определены нормативные и расчётные свойства инженерно-геологических элементов, слагаемых грунтовый массив участка строительства. Проведено математическое моделирование испытаний грунтов в виртуальной лаборатории PLAXIS SOIL TEST в соответствии с техническим заданием. В ходе итерационного процесса оптимизации параметров грунтов в программном обеспечении модуля PLAXIS были получены обоснованные и достоверные характеристики расчётных грунтовых элементов, рекомендованные для геомеханического моделирования устройства станционного котлована по первой и второй группе предельных состояний. Применение полученных характеристик РГЭ при геомеханическом моделировании иной ситуации допускается только после их адаптации под конкретную расчетную задачу. При геомеханических расчётах для генерации начальных напряжений грунтового массива рекомендуется использовать тип расчёта Gravity loading (гравитационное нагружение).

ВЫВОДЫ

1. Использование модельного представления HARDENING SOIL позволяет правомерно интерпретировать картину складывающейся геомеханической обстановки при проектировании объектов метрополитена: - эта интерпретация связана с возникновением и формированием зон упрочнения на основе изотропного сжатия, что является следствием комплексного проявления процессов в ее контуре от изотропного сдвига и сжатия при их одновременных проявлениях. Наличие данных фрагментов дает возможность определить количественные величины и проследить характер распределения пластических деформаций, а также размер этой зоны.

2. Математическое моделирование процедуры оптимизации параметров грунтовых массивов литологических разностей и инженерно-геологических элементов рациональнее всего производить на базе комплексных исследований в рамках трехосных и компрессионных (стабилометрических) испытаний и PLAXIS SOIL TEST. После проведения комплекса испытаний полученные параметры модели Hardening Soil вводятся в программное обеспечение модуля PLAXIS для проверки корректности соотношений их величин между собой. Данные, полученные непосредственно из испытаний, не всегда вписываются в рамки математической модели грунта, поэтому для возможности проектировщиков без дополнительной обработки использовать параметры в расчетах должна производится процедура математического моделирования лабораторных испытаний с целью оптимизации прямых данных опытов под конкретную задачу.

3. При геомеханических расчётах в рамках проектирования и использования модельного представления HARDENING SOIL с целью обеспечения требуемой детализации и объективности для осуществления процедуры генерации начальных напряжений, развиваемых в исследуемом массиве рекомендуется использовать тип расчёта Gravity loading (гравитационное нагружение).

ГЛАВА 4 ВЕРИФИКАЦИЯ И АППРОБАЦИЯ ПРАКТИЧЕСКИХ РЕКОМЕНДАЦИЙ ПРИМЕНИТЕЛЬНО К ОБЪЕКТАМ МОСКОВСКОГО МЕТРОПОЛИТЕНА. ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА СТАНЦИИ КОСИНО И ПРОХОДКИ ТОННЕЛЕЙ КОЖУХОВСКОЙ ЛИНИИ НА СУЩЕСТВУЮЩИЕ ТОННЕЛИ ТАГАНСКО-КРАСНОПРЕСНЕНСКОЙ ЛИНИИ

4.1. Общие сведения о районе производства работ. Инженерно-геологические и гидрогеологические условия строительства

Из стартового котлована на ПК 067+01,795 ведется проходка перегонных тоннелей в сторону ст. «Косино», проектируемые тоннели проходят в основании уже существующих тоннелей Таганско-Краснопресненской линии, левого перегонного тоннеля (ЛПТ) $О_{нар}/О_{вн}$=5900/5400 мм и правого перегонного тоннеля (ППТ) $О_{нар}/О_{вн}$=6060/5500 мм. Расстояние между тоннелями ТКЛ и ККЛ варьируется в пределах 2,97 м до 3,41 м. Проходка тоннелей из котлована платформенной части будет выполняться помощью ТПМК с диаметром резанья 6150 мм, обделка тоннелей железобетонная высокоточная с внешним и внутренним диаметрами, 5900 и мм, соответственно.

Геоморфологическое строение контура нового строительства объекта метрополитена станции «Косино» характеризуется наличием ходынской террасы надпойменного типа с аккумулятивно-эрозионными составляющими, имеющими в своей основе разноструктурные аллювиально-флювиогляциальные отложения с перепадами поверхностных отметок в интервале 135,50-142,40м.

Геологическое строение контура нового строительства объекта метрополитена станции «Косино» характеризуется наличием разногенезисных четвертичных, верхне- и среднеюрских и каменноугольных отложений.

Четвертичные голоценные отложения

Четвертичные голоценные отложения представлены техногенными образованиями (tQIV) с наличием в своей структуре разнозернистых песков. Нередко встречаются глинистые прослои. Общая мощность техногенных образований (tQIV) достигает 5,4 м.

Отложения среднеплейстоценовой формации

Отложения среднеплейстоценовой формации (a,f3Qllms) ходынской террасы надпойменного типа представлены аккумулятивно-эрозионными составляющими, имеющими в своей основе разноструктурные аллювиально-флювиогляциальные отложения с перепадами поверхностных отметок в интервале слоя - 122,65 - 133,75 м БС. Общая мощность отложений среднеплейстоценовой формации достигает 7.0 м.

Отложения нижнеплейстоценовой формации (донской горизонт)

Отложения нижнеплейстоценовой формации (донской горизонт) представлены ледниковой мореной (gQIdns). Непосредственно затрагивают контур проектирования строительного котлована. Имеют в своей основе разноструктурные аллювиально-флювиогляциальные отложения с перепадами поверхностных отметок в интервале - 122,65 - 127,44 м с наличием в своей структуре тугопластичных песчанистых серовато-коричневых суглинков. Нередко встречаются гравийные и галечные конгломерации. Общая мощность отложений формации достигает 4,7 м.

Отложения сецньско-донской свиты

Отложения формации сецньско-донской свиты представлены составляющими озерных, аллювиальных и водно-ледниковых отложений ильинско-донского горизонта (f,lglst-dns). Непосредственно затрагивают разноструктурные аллювиально-флювиогляциальные отложения морены и комплекс дочетвертичных пород.

Отложения ермолинской свиты (J3er)

Отложения формации ермолинской свиты оксфордско - кимериджского яруса представлены составляющими сажисто-черных глин с раковинным детритом и комплексами фораминифер (ИГЭ 62J3ox) с перепадами поверхностных отметок в интервале слоя - 84,6-93,58 м. Общая мощность отложений формации достигает 19,3 м.

Келловейский и батский ярусы (J2-3Cl+bt)

Представлены светло-серыми глинами, реже зеленовато-серыми прослоями суглинка, легкими, твердыми, с включениями остатков фауны, известняка с

перепадами поверхностных отметок в интервале слоя 81.99 – 87.26 м. Общая мощность отложений формации достигает 5,7 м.

Отложения формации касимовского яруса

Отложения формации касимовского яруса в рамках ратмировской подсвиты (C3rt) представлены составляющими светло-серых известняков с перепадами поверхностных отметок в интервале слоя - 64,8-76.93м. Общая мощность отложений формации достигает 7,0 м.

Водоносный горизонт обводненной толщи четвертичных отложений распространен в пределах третьей надпойменной террасы. Водовмещающими породами являются пески разнозернистые, в верхней части водоносного горизонта с прослоями супесей и суглинков. Горизонт повсеместно безнапорный. Глубина залегания свободной от поверхности воды преимущественно 6-8 метров, мощность водоносного горизонта - 15 метров.

Фрагменты инженерно-геологических разрезов, физико-механических характеристик грунтов, принятые для расчета в программе «Z Soil» представлены ниже.

4.2 Ограничения и уточнения, необходимые для правильной интерпретации результирующих целевых параметров оптимизационной модели Hardening Soil

Ограничения и уточнения параметров при использовании Hardening Soil

Сложившаяся практика проектирования и обоснования проектных решений строящихся объектов метрополитена г. Москвы предусматривает выполнение расчетов геомеханического плана, базирующихся на использовании программного обеспечения, основанного на конечно-элементной аппроксимации и анализа и основополагающей модели упрочняющегося грунта и все конструктивные элементы функциональной структуры метрополитена в рамках прохождения экспертизы должны быть подтверждены результирующими расчетными данными модели «Hardening Soil». Важно отметить, что проведение и согласование расчетов связано и с проведением трехосных и одометрических испытаний грунтов в лабораторных условиях.

Оптимизационная модель Hardening Soil в области проведения геомеханических расчетов относится к классу моделей с так называемым двойным упрочнением, построенных на реализации процедур конечно-элементной апроксимации и анализа. Ее предпочтительность по сравнению с модельным представлением Кулона-Мора обусловлена более точными результатами совпадения конечных результирующих данных математического моделирования по сравнению с экспериментальными опытными данными. Данный аспект достигается путем замены билинейной зависимости (нелинейности) гиперболической, введения в алгоритм расчета степенного закона, учитывающего закономерность повышения жесткости от тенденции повышения напряжения, которая формируется при увеличении глубины ведения работ, введения в алгоритм расчета по ветви вторичного нагружения модуля деформации, введения в алгоритм расчета коэффициента переуплотнения OCR и т.п. Следует отметить, что корректное использование модели Hardening Soil требует ввода в систему расчетов некоторых ограничений и уточнений основополагающих параметров, которые необходимы для правильной интерпретации результирующих

целевых индикаторов модели Hardening Soil.

Общепризнанным мнением ведущих аналитиков и практиков в данной области является то, что неоднозначные результаты моделирования могут формироваться при игнорировании ряда ограничений и уточнений, связанных с комплексными исследованиями в рамках трехосных и компрессионных (стабилометрических) испытаний и PLAXIS SOIL TEST (ограничения и уточнения при определении параметра E_{50}^{ref}, ограничения и уточнения при определении параметра предел прочности q_f, ограничения и уточнения при определении параметра E^{ref}_{oed} - модуль деформации, ограничения и уточнения при определении параметра E^{ref}_{ur} – модуль разгрузки / повторного нагружения, ограничения и уточнения при определении параметра m – степенной показатель *Ohde).*

Конечная процедура выполнения расчетов в рамках использования модели Hardening Soil требует ввода механических параметров: c, φ, ψ, E_{50}^{ref}, E_{oed}^{ref}, E_{ur}^{ref}, m, ν_{ur}, не менее важными являются K_o, *OCR и* K_ϕ.

Ограничения и уточнения при определении параметра E_{50}^{ref}

Первая проблемная составляющая связана с неопределенностью параметра опорного давления p_{ref}. Изотропная консолидация при трехосном сжатии в лабораторных условиях предполагает, что P_{ref} имеет природу всестороннего («гидростатического») давления и согласно ГОСТ 12248-2010 его значение, как правило, обосновывается с учетом двух составляющих - бытового давления и формирующимися нагрузками от горнотехнической конструкции», что однозначно приравнивает его к бытовым значениям, т.е. $p_{ref} = \sigma_1 = \gamma' h$, что не согласуется с руководством пользователя программного обеспечения Plaxis, в рамках которого для E_{50}^{ref} и E_{ur}^{ref}, опорное давление p_{ref} будет являться главным напряжением с наименьшей интенсивностью $\sigma_3' = K_0 \cdot \sigma_1$, причем необходимым является и условие учета взвешивающего воздействия кроме механической и водной среды.

Важность выбора всестороннего давления предопределяется тем, что при анализе данной зависимости совершенно отчетливо прослеживается тенденция точной

аппроксимации степенной функции в заявленном интервале диапазона изменения напряжений σ_3 и несоответствия поведения анализируемого массива вне его пределов, что формирует правомерность правильного выбора значения такого параметра, как всестороннее давление.

Ограничения и уточнения при определении параметра предел прочности q_f

Следующая проблемная составляющая программного обеспечения Plaxis связана с составляющей предела прочности q_f.

Введение данного параметра в алгоритмическое обеспечение расчетов диктуется условием бесконечности гиперболической функции и возникающей необходимостью учета и определения количественного значения критерия разрушения на основе зависимости предела прочности (рис. 4.1) [215].

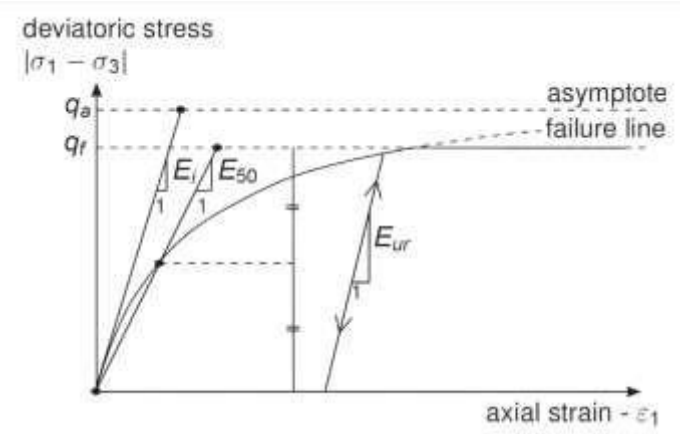


Рис.4.1 - Условие бесконечности гиперболической функции и зависимости предела прочности q_f [215]

Если внимательно проанализировать этот график, то можно выявить существенное различие в подходах при определении модуля E_{50} с использованием ГОСТ 12248-2010 и методического наполнения «HS».

В связи с данной противоречивой ситуацией, рационально и оптимально в процедуру выполнения трехосных экспериментальных испытаний, ввести значение девиатора q_f с известными составляющими параметрами прочности c и φ.

Ограничения и уточнения при определении параметра E^{ref}_{oed} модуль деформации

Разночтение данного параметра связано с возможностью ввода в Plaxis только одного детерминированного значения параметра p_{ref} причем для всего интервала изменения модулей деформации, в связи с этим возникает необходимость установления правомерности сопоставления значений E_{oed} ($p_{ref} = \sigma_1$) и E_{oed} ($p_{ref} = \sigma_3$).

Таким образом различия представленных методических подходов связаны с различными степенными показателями, определяемых с помощью различных испытаний (компрессионных и трехосных).

Ограничения и уточнения при определении параметра E^{ref}_{ur} – модуль разгрузки / повторного нагружения

Интерпретация противоречий разных подходов к определению данного параметра - составляющих иллюстрируется рис. 4.2 [229], где представлен график результатов экспериментальных испытаний одного образца в сопоставлении траекторий прямого нагружения и разгрузки – повторной нагрузки.

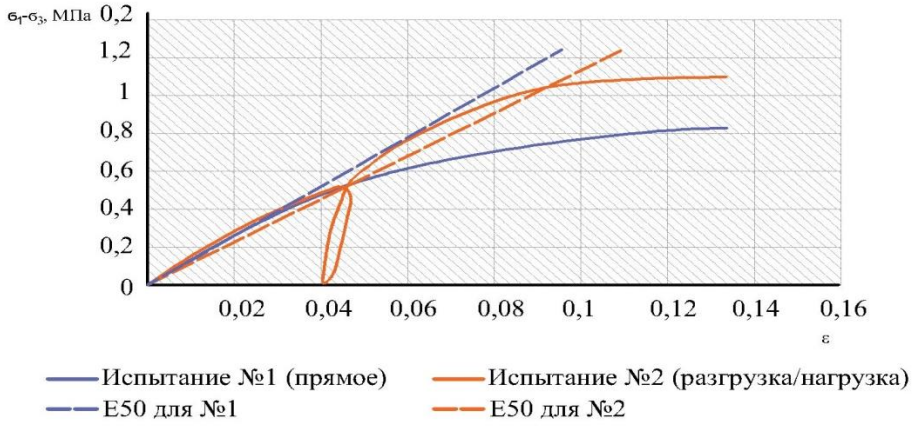


Рис. 4.2 - Граф интерпретации противоречий подходов в рамках реальных испытаний с разгрузкой и без [229]

Ограничения и уточнения при определении параметра *m* – степенной показатель *Ohde*

Количественные значения *m* при реализации разных подходов также имеют значительную степень отличия, так как анализируемый массив (грунт) имеет существенные различия по сравнению с идеальной моделью, имеющей в основе степенную зависимость. В этой ситуации определение *m* на основе учета всестороннего давления привело бы к некорректным результатам (интервал изменения значения данного параметра составляет 0 - 0,45), что при проведении расчетов совершенно недопустимо.

Исходя из этого, наиболее рациональным выходом из этой ситуации является реализация процедуры определения степенного показателя *Ohde,* где искомый показатель *m* будет являться угловым коэффициентом (рис. 4.3) [229].

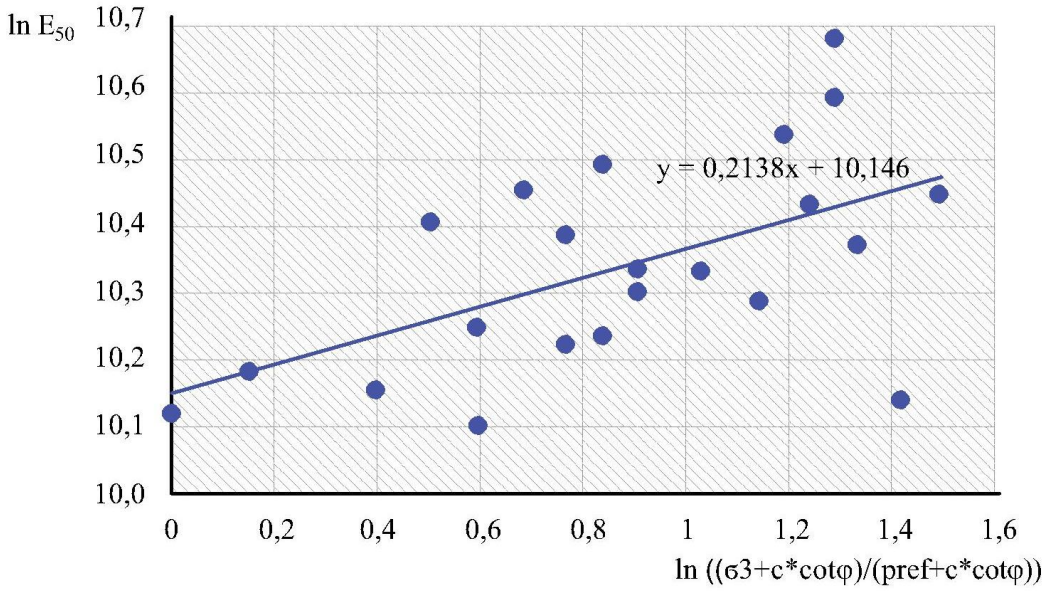


Рис. 4.3 - Процедура линейной аппроксимации для параметра *m* (*m*=0.21) [229]

Таким образом основополагающие выводы в плане корректного использования модели Hardening Soil с учетом ввода в систему расчетов рассмотренных ограничений и уточнений основополагающих параметров, которые необходимы для правильной интерпретации результирующих целевых индикаторов модели Hardening Soil сводятся к следующим:

1) При реализации процедуры трехосных экспериментальных испытаний, необходимой для уточнения исходных параметров расчета модели Hardening Soil

под опорным давлением p_{ref} следует понимать и принимать наименьшее по величине главное напряжение. В случае игнорирования этого условия при превышении величины бокового давления анализируемого массива грунта относительно величины природного однозначно приводит к формированию недостоверных, а часто и ошибочных результатов.

2) Корректная обработка результатов трехосных экспериментальных испытаний в области определения значений модулей деформации требует ввода в расчетную модель единого предела прочности q_f.
3) Используемое программное обеспечение требует ввода в алгоритмическое обеспечение количественного значения единого опорного давления, в качестве которого следует использовать количественное значение p_{ref}, полученное в результате проведения трехосных экспериментальных испытаний и в соответствии с ним реализовать пересчет модуля E_{50}^{ref}.
4) Процедура, связанная с определением E_{50}^{ref} и модуля деформации при 50% прочности E_{50}^{ref} должна предусматривать проведение отдельных испытаний с учетом выбора максимальных упругих деформаций, которые формируются во время разгрузки в непосредственной близости к q_f.
5) Процедура, связанная с определением показателя m *степенной формы* должна предусматривать проведение трехосных экспериментальных испытаний. При мощности слоя более 4-5м рекомендуется проведение дополнительных испытаний при p_{ref}, имеющих определенную степень отличия от базового бокового напряжения.
6) Определение количественного значения данного параметра достигается при помощи формирования соответствующей зависимости с аппроксимацией линейной прямой, где искомый показатель m будет являться угловым коэффициентом.

Основные методические положения представленного материала увязаны с результатами исследований [216-229].

4.3. Расчет напряженно-деформированного состояния котлованов станции и вмещающего грунтового массива

Основные положения методики расчета

Задача по определению изменения напряженно-деформированного состояния действующих тоннелей Таганско-Краснопресненской линии от строительства станции «Косино» и перегонных тоннелей по объекту «Кожуховская линия «Авиамоторная» - ст. «Некрасовка» реализуется в пространственной постановке с использованием модельного представления МКЭ в рамках программного обеспечения проведения геомеханических расчетов Z Soil 3D v.13.10.

В рамках реализации заявленного программного обеспечения необходимо соблюдение ограничений, касающихся степени корректности и детализации свойств пород литологических разностей вмещающего массива, систем крепления и конструкционных материалов обделки тоннелей, технологических составляющих (процессов и операций) строительства подземных сооружений и т.д.).

Расчетная схема реализует следующие итерации:

- расчет элементов конструктивного исполнения подземного сооружения осуществляется в 3D постановке и увязывается с их фактическими пространственными координатами во взаимосвязи;

- расчет внутренних усилий в элементах конструктивного исполнения подземного сооружения осуществляется с учетом присущих им характерных особенностей и в обязательном порядке должен учитывать фактические значения действующих нагрузок во всем временном интервале строительства и эксплуатации.

Реальный фрагмент математического моделирования соответствует параллелепипеду, разделенному на инженерно-геологические элементы.

Этап - Кожуховская линия от ст. «Некрасовка» до переходной камеры за ст. «Косино»

Принятые допущения:

1. Позиционирование реального фрагмента математического моделирования в рамках «Z Soil 3D v. 13.10» осуществляется с использованием трехмерной системы координат (X и Y, Z).

2. Геометрическая схема реального фрагмента математического моделирования увязывается с фактическими пространственными координатами во взаимосвязи и фактическими параметрами и характеристиками инженерно-геологических элементов.

3. В рамках соблюдения граничных условий производится фиксация боковых границ реального фрагмента математического моделирования от недопустимости горизонтальных перемещений, а нижней границы от недопустимости вертикальных и горизонтальных.

4. При геомеханических расчётах в рамках использования модельного представления HARDENING SOIL с целью обеспечения требуемой детализации и объективности для осуществления процедуры генерации начальных напряжений, развиваемых в исследуемом массиве используется тип расчёта Gravity loading (гравитационное нагружение).

5. Нагрузки и деформации формируются в рамках представлений упругопластической модели Кулона –Мора. которая позволяет наиболее полно использовать все характеристики модельного представления.

6. Взаимосвязи и механизм взаимодействия конструктивных элементов подземных сооружений и вмещающего массива моделируется с использованием прочностных интерфейсов (контактных поверхностей).

7. Конструктивное исполнение обделки тоннельных сооружений моделируется в рамках использования методики Янссена (Janssen) плоскими элементами с нелинейными шарнирами для моделирования стыков.

8. Степень исходного напряженного состояния вмещающего массива под воздействием предшествующих нагрузок определяется в рамках алгоритмического обеспечения на стадии Initial State.

9. Моделирование хода строительства выполняется в несколько стадий в соответствии с проектной последовательностью работ.

11. Расчет целевых параметров грунтового массива и существующих конструкций на промежуточных этапах и по окончанию строительства объекта: поле деформаций и перемещений грунтового массива; внутренние усилия и деформации в обделке существующих тоннелей.

12. Результаты численных расчётов для расчетной пространственной модели приведены ниже в графическом виде на рисунках. На основании расчета представлены основные внутренние усилия в тоннельных сооружениях ЖЛ до и после завершения проходки тоннелей Кожуховской линии из котлована ст. «Косино». По результатам внутренних усилий в обделке существующих тоннелей ТКЛ рассчитаны коэффициенты запаса по прочности, также приведены дополнительные перемещения в тоннельных сооружениях ТКЛ после окончания строительства объектов метрополитена Кожуховской линии.

Данная модель позволяет наиболее полно использовать следующие параметры: таблица 4.1.

Таблица 4.1 – Основополагающие задействованные параметры

Символ	Название	Размерность
E_0	Модуль упругости (Tangent Young's Modulus)	кН/м^2
υ(nu)	Число Пуассона (Poisson's ratio)	
c	Сцепление (Cohesion)	кН/м^2
φ (phi)	Угол внутреннего трения (Friction angle)	град.
ψ(psi)	Угол дилатансии (Dilatancy angle), принимает значения $(0 \le \psi \le \varphi)$	град.

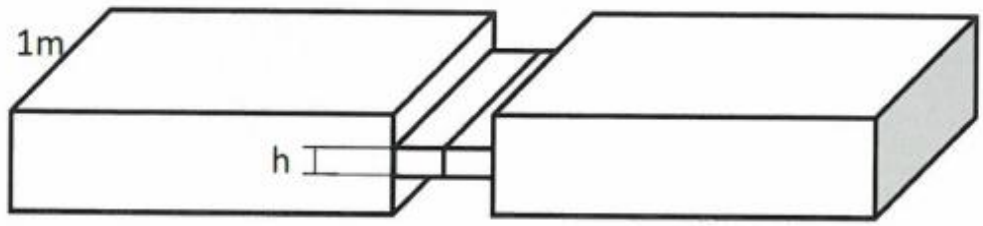


Рис. 4.4 – Моделирование обделки (методика Янссена (Janssen))

Конструктивное исполнение обделки тоннельных сооружений моделируется в рамках использования методики Янссена (Janssen) плоскими элементами с нелинейными шарнирами для моделирования стыков и требует проведения расчетов для определения количественных значений максимального момента в режиме работы нелинейного шарнира. Для его расчета требуются значения модуля деформации и высота стыка

$$M = k_{el} \Delta \delta$$
$$k_{el} = E\,(h^2/12) \qquad (4.1)$$

Предусматривается проведение расчетов в случае раскрытия стыка при соблюдении условия *[M]>[N]h/6 при N<0*. Определение количественных значений максимального момента в режиме работы нелинейного шарнира производится в этом случае с вводом учета влияния продольной силы:

$$M = 1/6\,(3[\Delta \delta]Eh - 2\sqrt{2}\,\sqrt{[\Delta \delta]Eh[N])}\,[N]sign(\Delta \delta)/\,[\Delta \delta]E$$
$$k_t = 1/6\,(N^2\sqrt{2h/[\Delta \delta]}\,\sqrt{[\Delta \delta]Eh[N]} \qquad (4.2)$$

При соблюдении условия *N≥0 M=0 (растяжение в стыке)*.

Таблица 4.2 - Ожидаемые внутренние усилия в тоннельных сооружениях ТКЛ на момент завершения проходки тоннелей Кожуховской линии из котлована ст. «Косино» (без мероприятий по усилению обделки)

		Внутренние усилия			
		До строительства котлована ст. «Косино» и перегонных тоннелей		На момент окончания строительства	
		Значение изгибающего момента (M, кНм)	Значение продольной силы (N, кН)	Значение изгибающего момента (M, кНм)	Значение продольной силы (N, кН)
Левое тоннельное сооружение	Элемент свода	63,58	208,27	65,21	226,16
	Элемент горизонтального диаметра	64,275	487,705	72,445	473,055
	Элемент обратного свода	58,525	403,395	54,575	393,665
Правое тоннельное сооружение	Элемент свода	63 ,495	207,165	65,045	223,975
	Элемент горизонтального диаметра	63,96	484,19	72,74	517,38
	Элемент обратного свода	57,60	393,05	56,53	402,26

Таблица 4.3 - Ожидаемые максимальные дополнительные перемещения в тоннельных сооружениях ТКЛ на момент завершения проходки тоннелей Кожуховской линии из котлована ст. «Косино» (без мероприятий по усилению обделки)

	Дополнительные перемещения на момент окончания строительства	
	Вертикальные, мм	Горизонтальные, мм
Левый тоннель	15,8	2,7
Правый тоннель	16,4	2,2

Таблица 4.4 - Коэффициенты запаса по прочности обделки тоннельных сооружений ТКЛ на момент завершения проходки тоннелей Кожуховской линии из котлована ст. «Косино» (без мероприятий по усилению обделки)

	До строительства комплекса	На момент окончания строительства
Левый тоннель	1,70	1.68
Правый тоннель	1,88	1.75

Таблица 4.5 - Ожидаемые внутренние усилия в тоннельных сооружениях ТКЛ на момент завершения проходки тоннелей Кожуховской линии из котлована ст. «Косино» (с учетом устройства рам усиления)

		Внутренние усилия			
		До строительства котлована ст. «Косино» и перегонных тоннелей		На момент окончания строительства	
		Значение изгибающего момента (М, кНм)	Значение продольной силы (N, кН)	Значение изгибающего момента (М, кНм)	Значение продольной силы (N, кН)
Левое тоннельное сооружение	Элемент свода	63,58	208,27	63,66	209,06
	Элемент горизонт. диаметра	64,275	70.005	61,155	488,725
	Элемент обратного свода	58,525	403,395	58,265	405,285
Правое тоннельное сооружение	Элемент свода	63,495	207,165	64,045	206,755
	Элемент горизонт. диаметра	63,96	484,19	65,25	484,75
	Элемент обратного свода	57,60	393,05	58,38	394,42

Таблица 4.6 - Ожидаемые максимальные дополнительные перемещения в тоннельных сооружениях ТКЛ на момент завершения проходки тоннелей Кожуховской линии из котлована ст. «Косино» (с учетом устройства рам усиления)

	Дополнительные перемещения на момент окончания строительства	
	Вертикальные, мм	Горизонтальные, мм
Левый тоннель	2,6	0.00
Правый тоннель	2,3	0.00

Таблица 4.7 - Коэффициенты запаса по прочности обделки тоннельных сооружениях ТКЛ на момент завершения проходки тоннелей Кожуховской линии из котлована ст. «Косино» (с учетом устройства рам усиления)

	До строительства	На момент окончания строительства
Левый тоннель	1,70	1,70
Правый тоннель	1,88	1,86

Таблица 4.8 - Фрагмент таблицы физико-механических свойств вмещающих пород

Стратиграфический индекс	№ ИГЭ	Номенклатурное описание грунтов (по ГОСТ 25100-2011)	Статистические показатели	Влажность природная, %	Плотность грунта природного сложения, г/см^3	Плотность частиц грунта, г/см^3	Плотность сухого грунта, г/см^3	Коэф. пористости	Коэф. водонасыщения	Влажность на гр. Текучести, %	Влажность на гр. раскатывания, %	Число пластичности, %	Показатель текучести	Относ. сод. орг. в-в	Удельное сцепление, кПа	Угол внутр. трения, ^{o}	Компрессионный модуль общей деформ., при P=0,1-0,2	Предел прочности на сжатие	Модуль общей деформации, МПа	Расчетное сопр. грунта, кПа	Категория грунта по трудности разработки
				W	p	$p_ч$	p_c	e	S	W_L	W_P	I_P	I_L	I_r	c	φ	E	R_c	E_0	R_0	
		Пылеватый мягкопластичный с примесью орг. веществ	Ха=0,85		1,94										19	18					
			Ха=0,95		1,94										18	17					
J3-K1lt	333J3v	Песок средней крупности плотный насыщенной водой	Хн	18,3	2,04	2,66	1,73	0,541	0,90						2	3			36	500	29б
			Ха=0,85		2,04										2	33					
			Ха=0,95		2,03										1	29					
J3ks-mnv	52J3v	Суглинок легкий песчанистый полутвердый	Хн	20,6	2,07	2,71	1,71	0,584	0,96	28,3	18,4	9,9	0,22		28	22			23	260	35в
			Ха=0,85		2,06										27	21					
			Ха=0,95		2,06										26	20					
	62J3v	Глина легкая песчанистая полутвердая	Хн	25,8	1,98	2,73	1,57	0,738	0,96	42,6	23,4	19,2	0,13		37	22			24	350	8д
			Ха=0,85		1,97										31	19					
			Ха=0,95		1,97										34	17					
J3er	61J3ox	Глина тяжелая твердая	Хн	39,2	1,79	2,74	1,28	1,133	0,95	83,4	40,6	42,8	-0,03		43	22			23	250	8д
			Ха=0,85		1,76										40	21					
			Ха=0,95		1,77										37	20					
J2-3 cl+bt	61cl+bt	Глина легкая твердая	Хн	27,4	1,89	2,74	1,48	0,847	0,89	49,8	27,7	22,1	-0,01		52	17			29	250	8д
			Ха=0,85		1,87										49	16					
			Ха=0,95		1,86										47	15					
C3kr	61C3kr	Глина легкая твердая	Хн	19,7	2,09	2,73	1,75	0,563	0,96	39,3	19,7	19,6	0,00		43	18	5,7’			250	8д
			Ха=0,85		2,08										41	18					
			Ха=0,95		2,07										40	17					
C3kr	91C3kr	Известняк средней прочности	Хн	3,4	2,38	2,75	2,30	0,193	0,49									24		250	16б
			Ха=0,85		2,36																
			Ха=0,95		2,35																

Таблица 4.9 - Фрагмент таблицы физико-механических свойств вмещающих пород

Стратиграфический индекс	№ ИГЭ	Номенклатурное описание грунтов (по ГОСТ 25100-2011)	Статистические показатели	Влажность природная, %	Плотность грунта природного сложения, г/см^3	Плотность частиц грунта, г/см^3	Плотность сухого грунта, г/см^3	Коэф. пористости	Коэф. водонасыщения	Влажность на гр. Текучести, %	Влажность на гр. раскатывания, %	Число пластичности, %	Показатель текучести	Относ. сод. орг. в-в	Удельное сцепление, кПа	Угол внутр. трения, °	Компрессионный модуль общей деформ., при Р=0,1-0,2	Предел прочности на сжатие	Модуль общей деформации, МПа	Расчетное сопр. грунта, кПа	Категория грунта по трудности разработки
				W	p	$p_ч$	p_c	e	S	W_L	W_P	I_P	I_L	I_r	c	φ	E	R_c	E_0	R_0	
pdIV		Почвенно-растительный слой																			
IIV	2tfV	Насыпной грунт (песок разнозернистый с примесью суглинка, супеси пластичной с включениями стр.мусора)		12,8	1,83	2,66	1,62	0,64	0,53	Не рекомендуется в качестве основания сооружений										180	26б
s,fQllms	332a,fll	Песок средней крупности средней плотности средней степенью водонасыщения до насыщенного водой	Хн	16,5/23,1	1,92/2,02	2,66	1,65	0,614	0,71/0,80						1	33			25	400	29б
			Ха=0,85		1,90/2,01										1	33					
			Ха=0,95		1,89/2,00										0,7	29					
	342a,fll	Песок мелкий средней плотности средней степени водонасыщения до насыщенного водой	Хн	18,4/23,5	1,93/2,03	2,66	1,63	0,629	0,72/0,89						2	33			24	200	29б
			Ха=0,85		1,92/2,02										2	33					
			Ха=0,95		1,91/2,01										1	29					
gQlds	533gl	Суглинок песчанистый тугопластичный	Хн	15,5	2,11	2,71	1,83	0,483	0,87	21,0	12,2	8,8	0,38		22	20			16	310	10ж
			Ха=0,85		2,10										22	20					
			Ха=0,95		2,09										15	17					
f,lgQlst-dns	342f,lgl	Песок мелкий средней плотности насыщенный водой	Хн	20,7	1,98	2,66	1,64	0,619	0,89						3	34			28	200	29б
			Ха=0,85		1,97										3	34					
			Ха=0,95		1,97										2	30					
	332f,lgl	Песок средней крупности средней плотности насыщенный водой	Хн	18,9	2,01	2,66	1,69	0,575	0,87						2	37			32	400	29в
			Ха=0,85		2,00										2	37					
			Ха=0,95		1,99										1	32					
	42-1f,lgl	Супесь песчанистая пластичная	Хн	18,5	2,04	2,67	1,73	0,548	0,90	20,6	16,3	4,3	0,51		14	26			16	250	36б
			Ха=0,85		2,03										13	25					
			Ха=0,95		2,02										12	24					
	54-2f,lgl	Суглинок легкий пылеватый мягкопластичный	Хн	24,0	2,01	2,71	1,62	0,669	0,97	28,3	16,7	6,0	0,53		28	21			12	230	35б
			Ха=0,85		2,00										27	20					
			Ха=0,95		2,00										26	19					
	42-2f,lgl	Супесь песчаная пластичная	Хн	19,9	2,07	2,71	1,73	0,568	0,95	22,7	16,7	11,7	0,58		18	26			14	260	36б
			Ха=0,85		2,06										16	25					
			Ха=0,95		2,05										16	24					
	546f,lgl	Суглинок легкий	Хн	25,5	1,95	2,72	1,56	0,747	0,93	30,4	18,7	11,7	0,58		20	19			12	220	35а

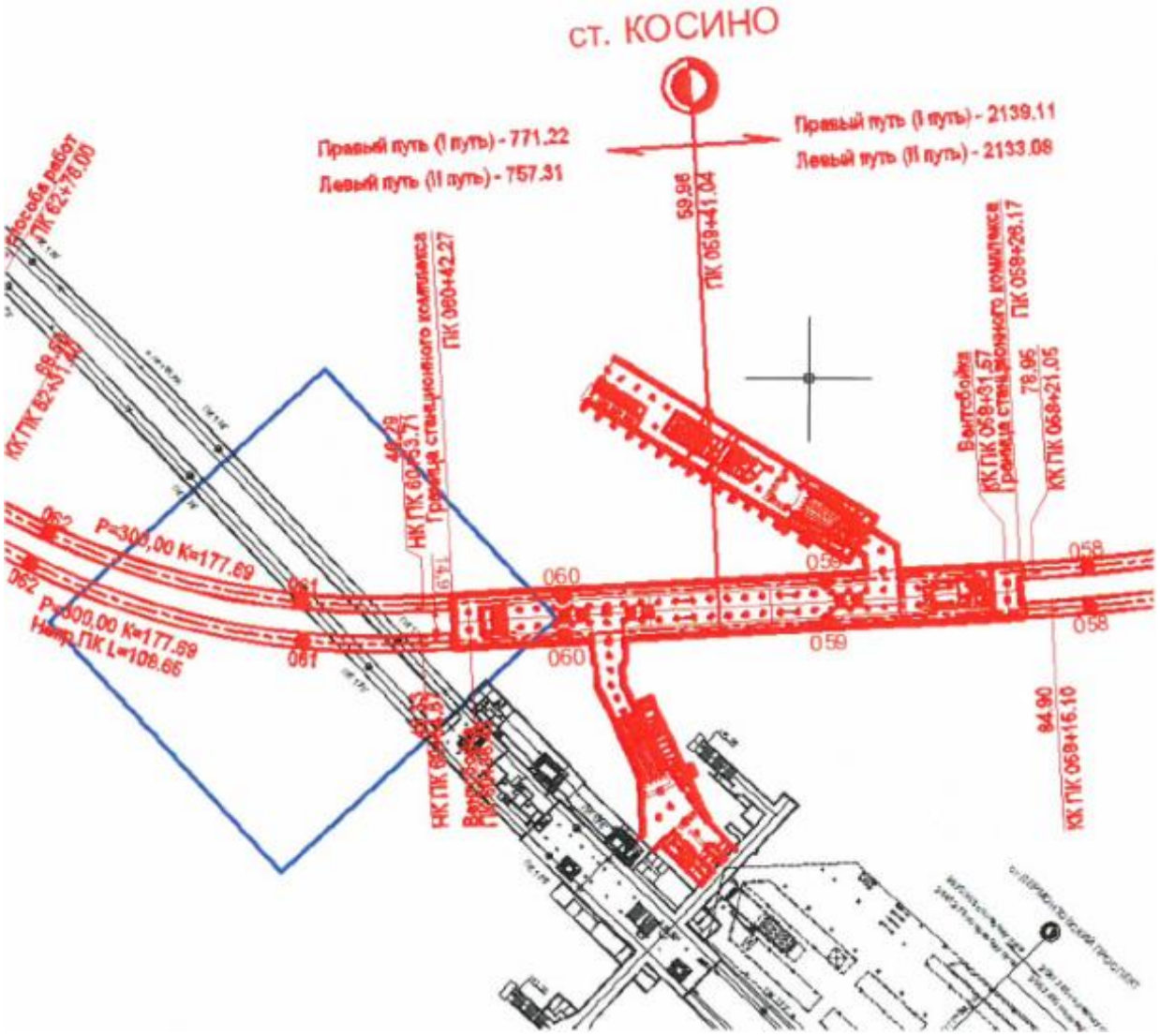


Рис. 4.5 – Фрагмент плана трассы в месте пересечения существующих тоннелей ТКЛ (черный цвет), проектируемых тоннелей КЖЛ (красный цвет), с указанием границы расчетной модели (синий цвет)

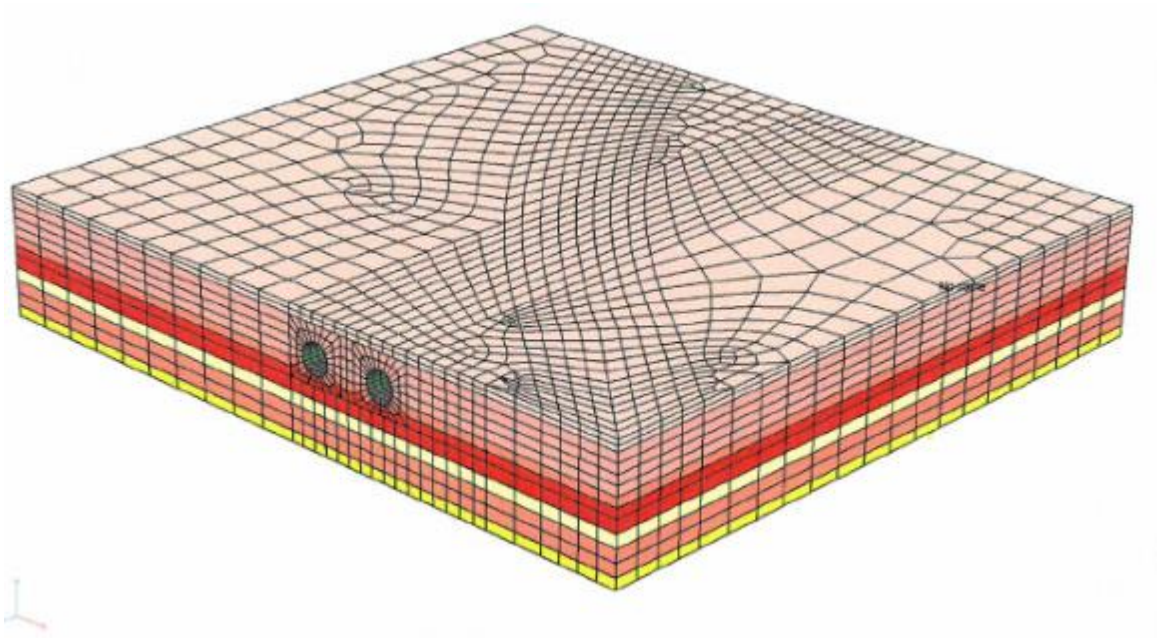


Рис.4.6 – Результаты расчета изменения напряженно-деформированного состояния тоннелей ТКЛ (расчетная схема до начала строительства объектов метрополитена Кожуховской линии, ПВК «Z Soil 13.10)

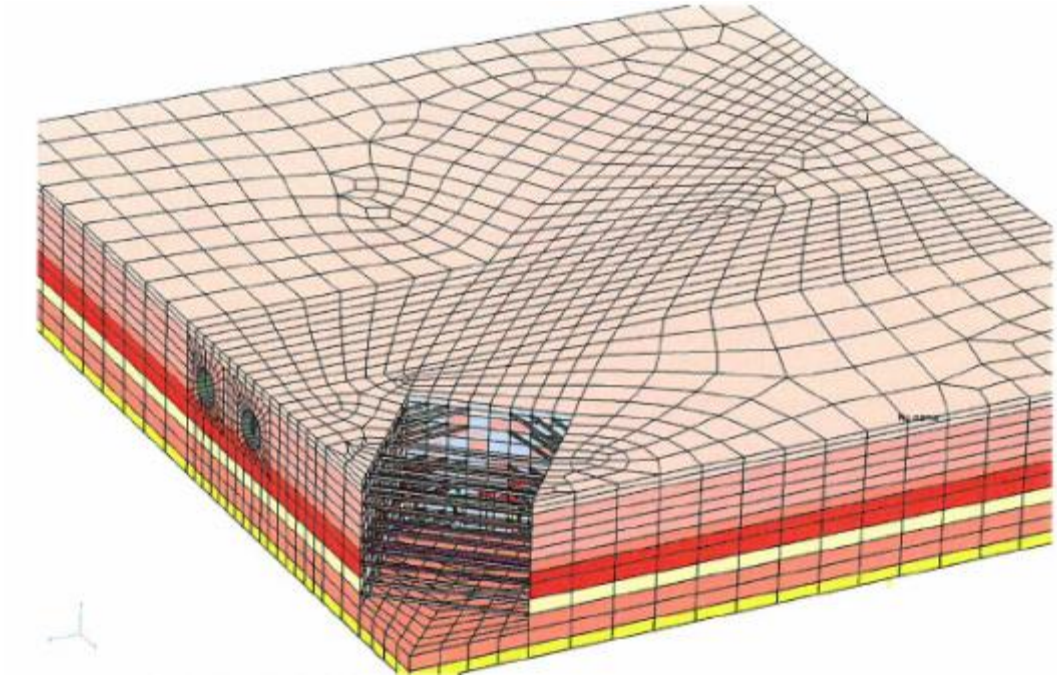


Рис.4.7 – Результаты расчета изменения напряженно-деформированного состояния тоннелей ТКЛ (расчетная схема на момент окончания строительства объектов метрополитена Кожуховской линии, ПВК «Z Soil 13.10)

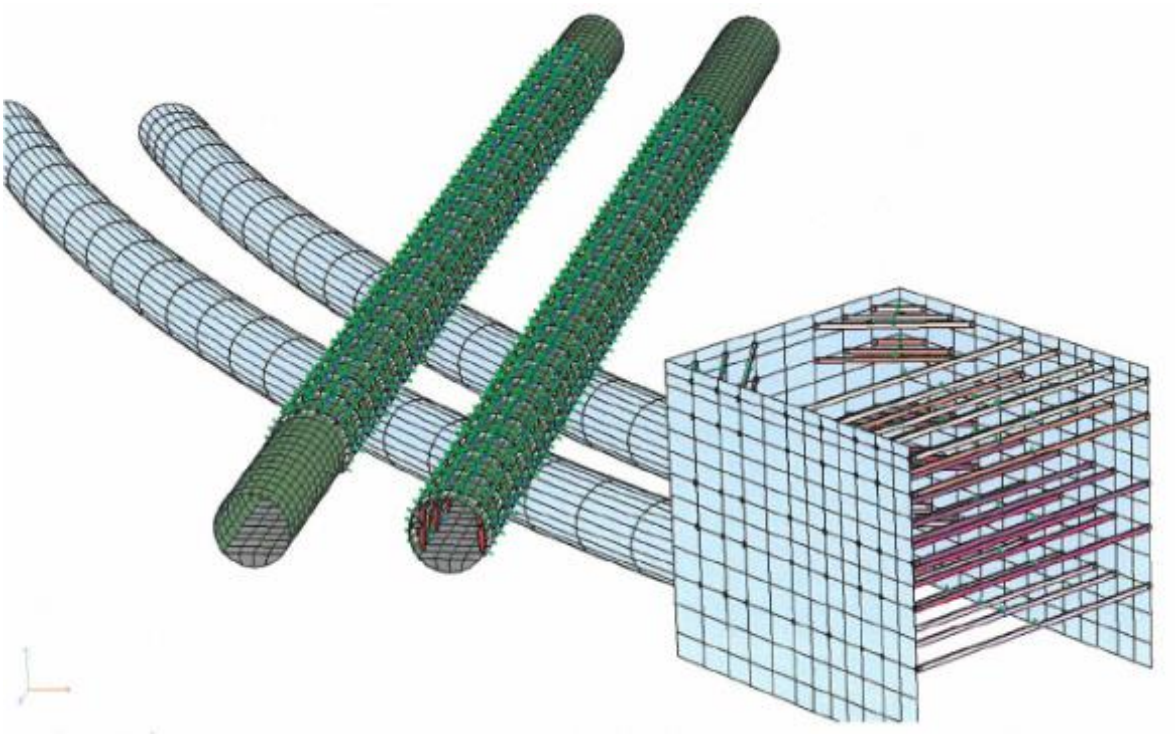


Рис.4.8 – Результаты расчета изменения напряженно-деформированного состояния тоннелей ТКЛ (расчетная схема на момент окончания строительства объектов метрополитена Кожуховской линии с учетом устройств рам усиления, ПВК «Z Soil 13.10)

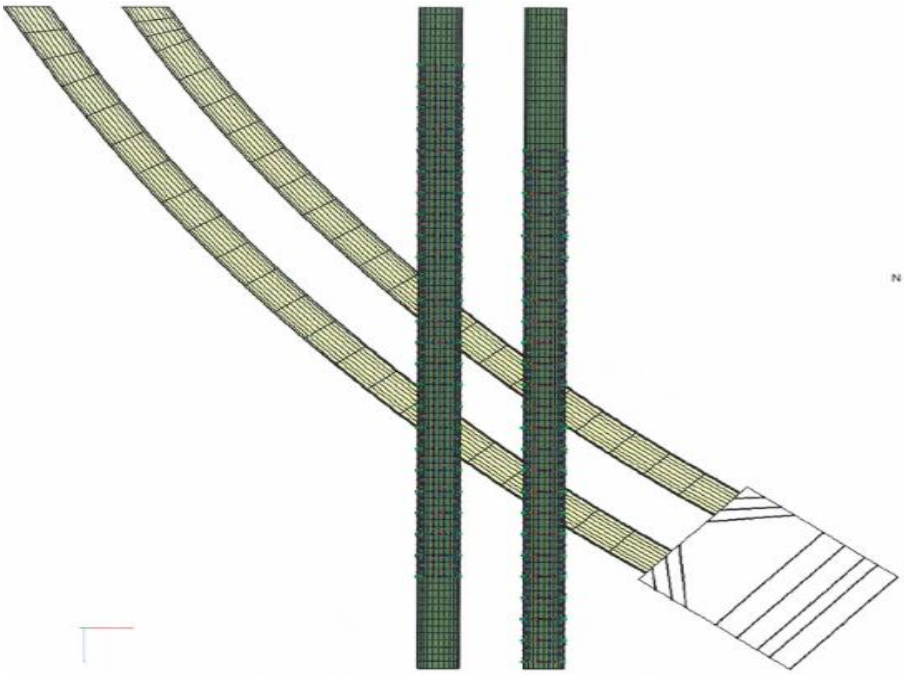


Рис.4.9 – Результаты расчета изменения напряженно-деформированного состояния тоннелей ТКЛ (расчетная схема в плане на момент окончания строительства объектов метрополитена Кожуховской линии с учетом устройств рам усиления, ПВК «Z Soil 13.10)

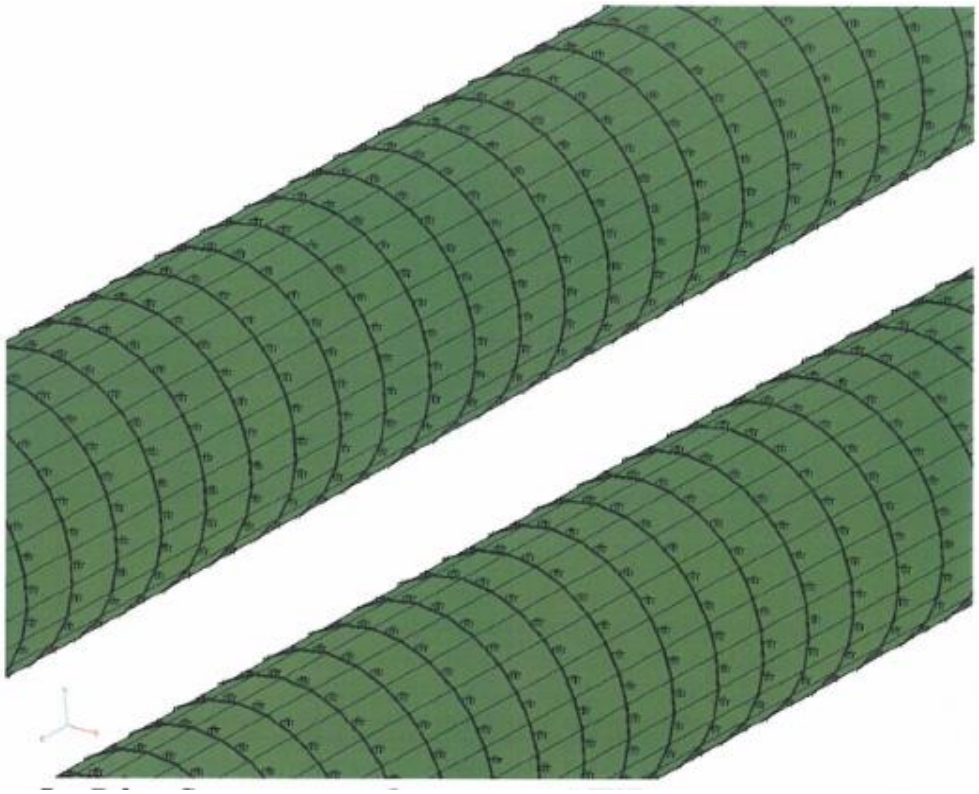


Рис.4.10 – Существующая обделка тоннелей ТКЛ с заданными нелинейными шарнирами (моделирование стыков между кольцами)

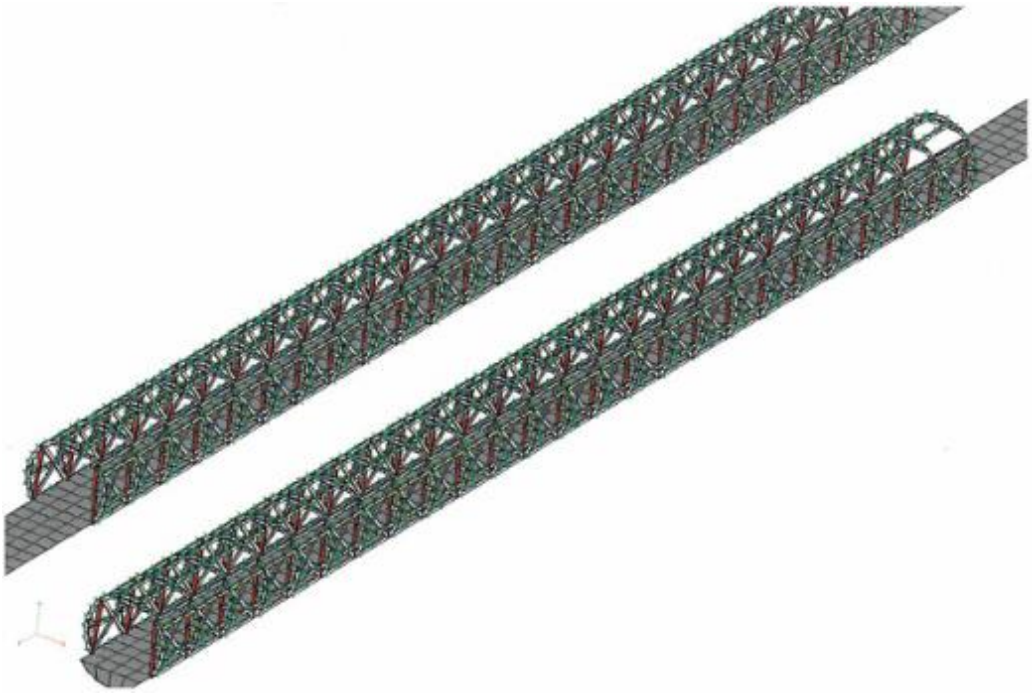


Рис. 4.11 - Рамы усиления тоннелей ТКЛ

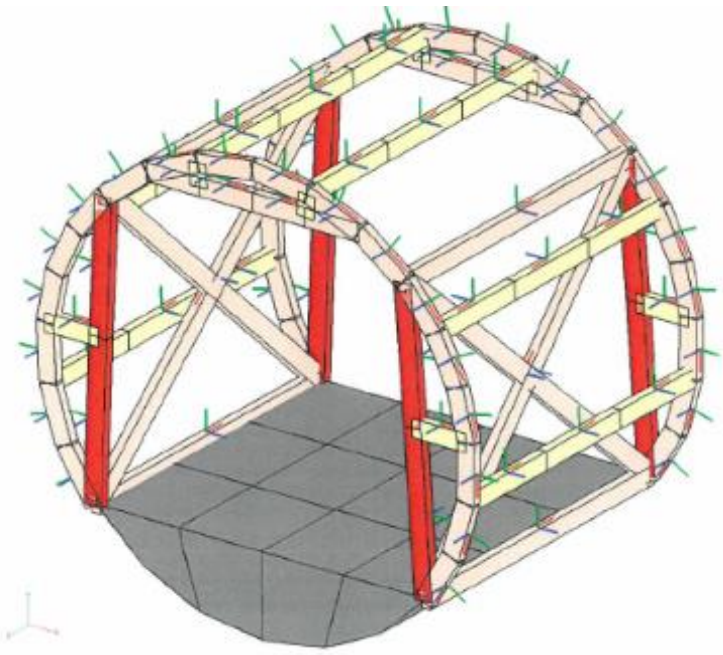


Рис. 4.12 – Секция рам усиления

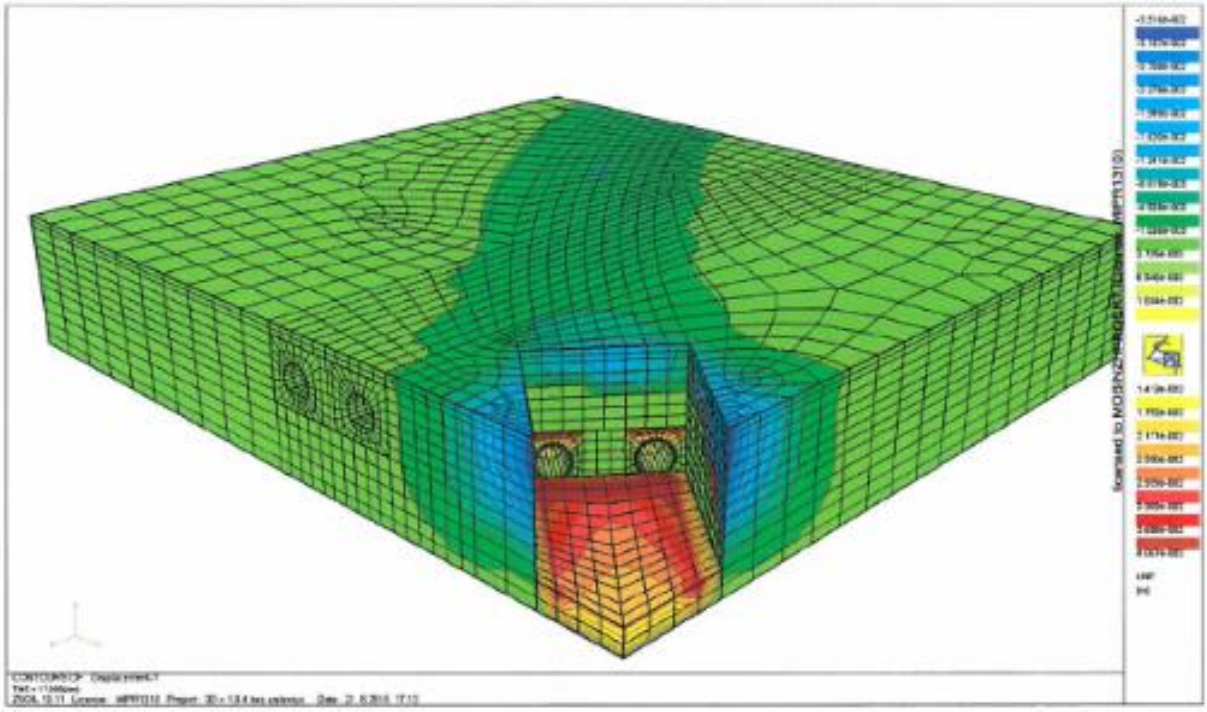


Рис. 4.13 – Изополя вертикальных перемещений поверхностных отметок на момент завершения строительства объектов метрополитена Кожуховской линии (без мероприятий по усилению обделки)

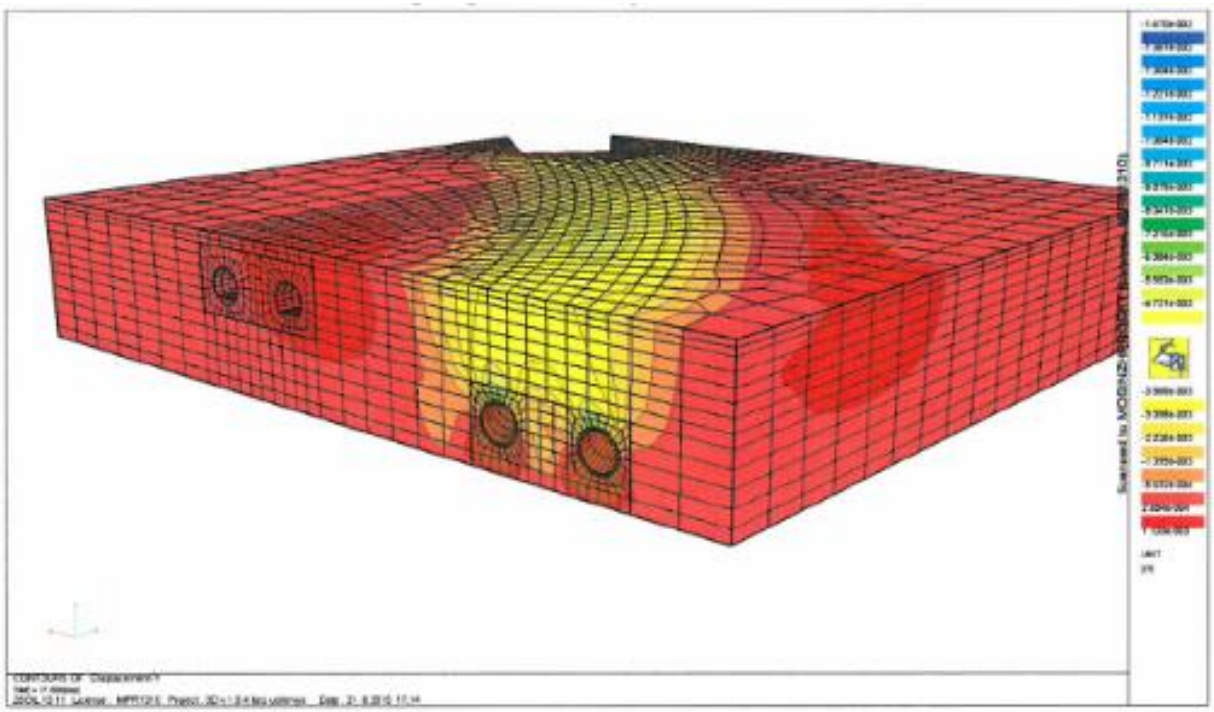


Рис. 4.14 – Изополя вертикальных перемещений поверхностных отметок на момент завершения строительства объектов метрополитена Кожуховской линии (без мероприятий по усилению обделки)

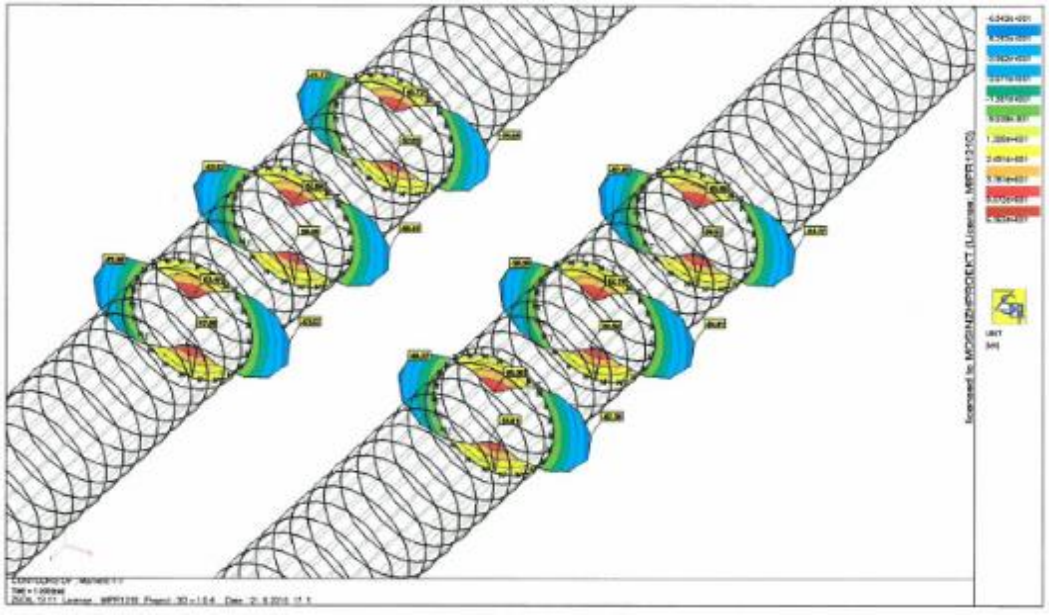


Рис. 4.15 – Эпюра изгибающих моментов в обделке тоннелей ТКЛ до начала строительства объектов метрополитена Кожуховской линии (без мероприятий по усилению обделки)

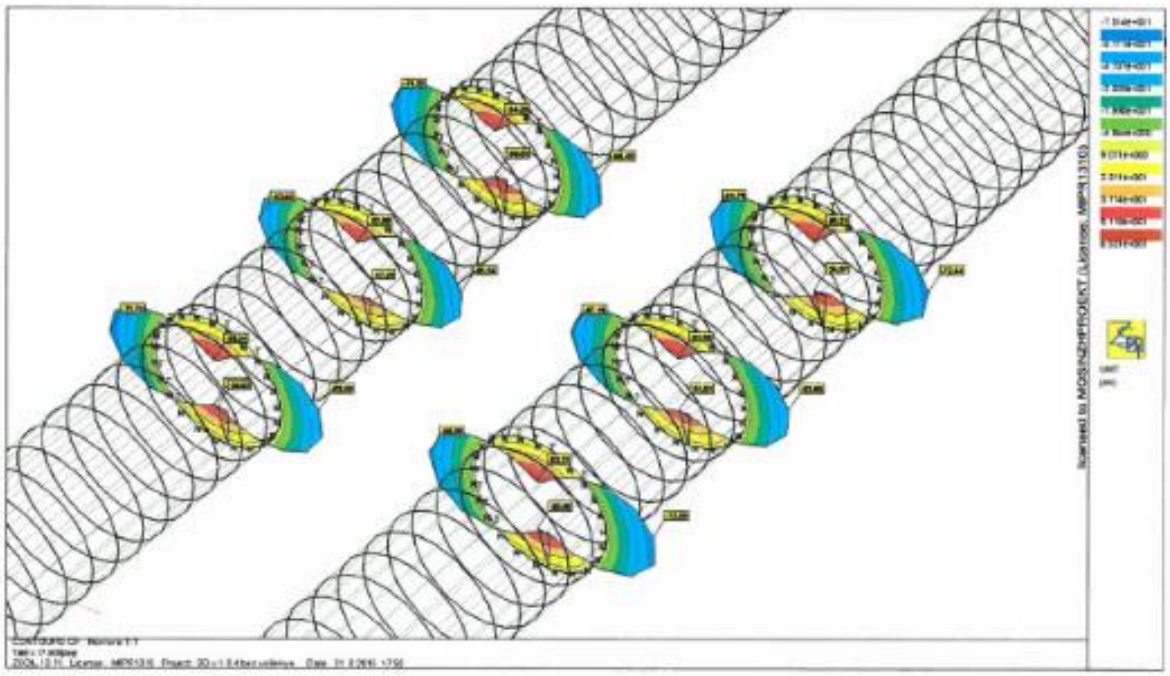


Рис. 4.16 – Эпюра изгибающих моментов в обделке тоннелей ТКЛ на момент окончания строительства объектов метрополитена Кожуховской линии (без мероприятий по усилению обделки)

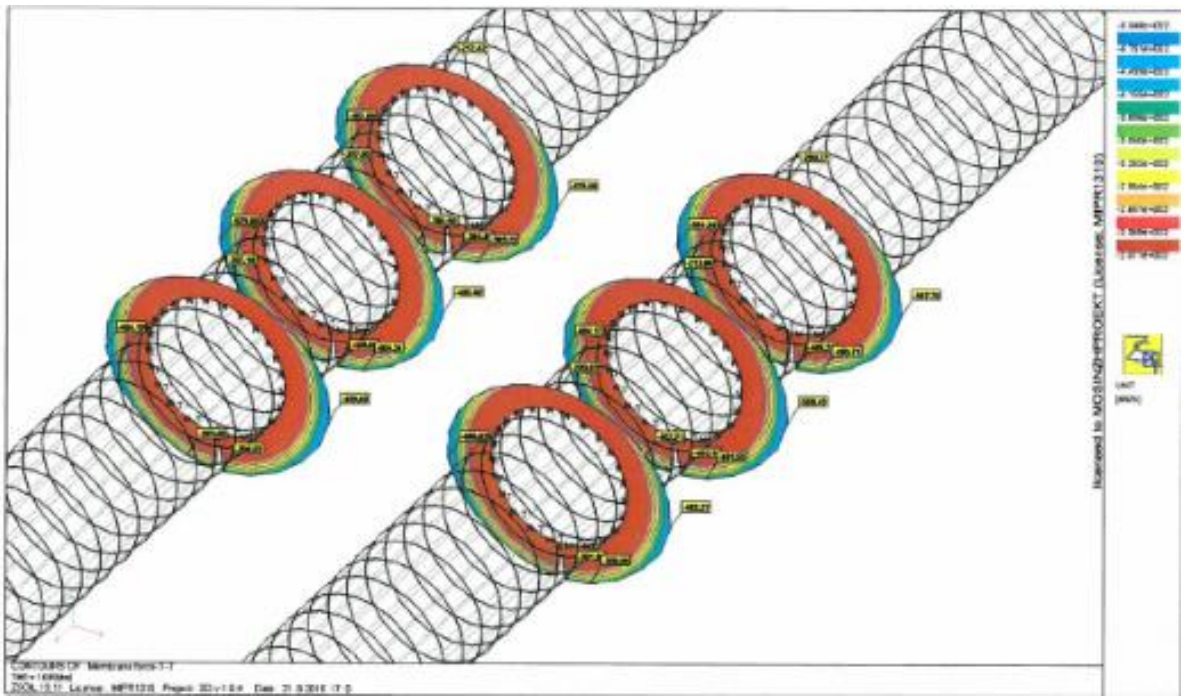


Рис. 4.17 – Эпюра нормальных сил в обделке тоннелей ТКЛ до начала строительства объектов метрополитена Кожуховской линии (без мероприятий по усилению обделки)

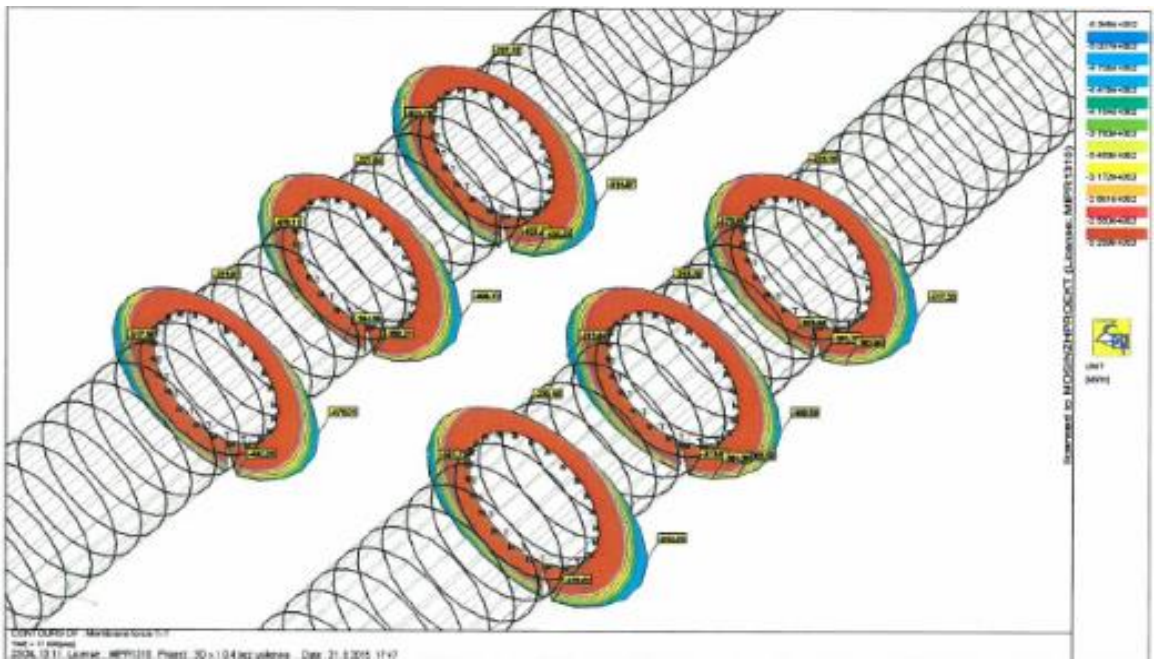


Рис. 4.18 – Эпюра нормальных сил в обделке тоннелей ТКЛ на момент окончания строительства объектов метрополитена Кожуховской линии (без мероприятий по усилению обделки)

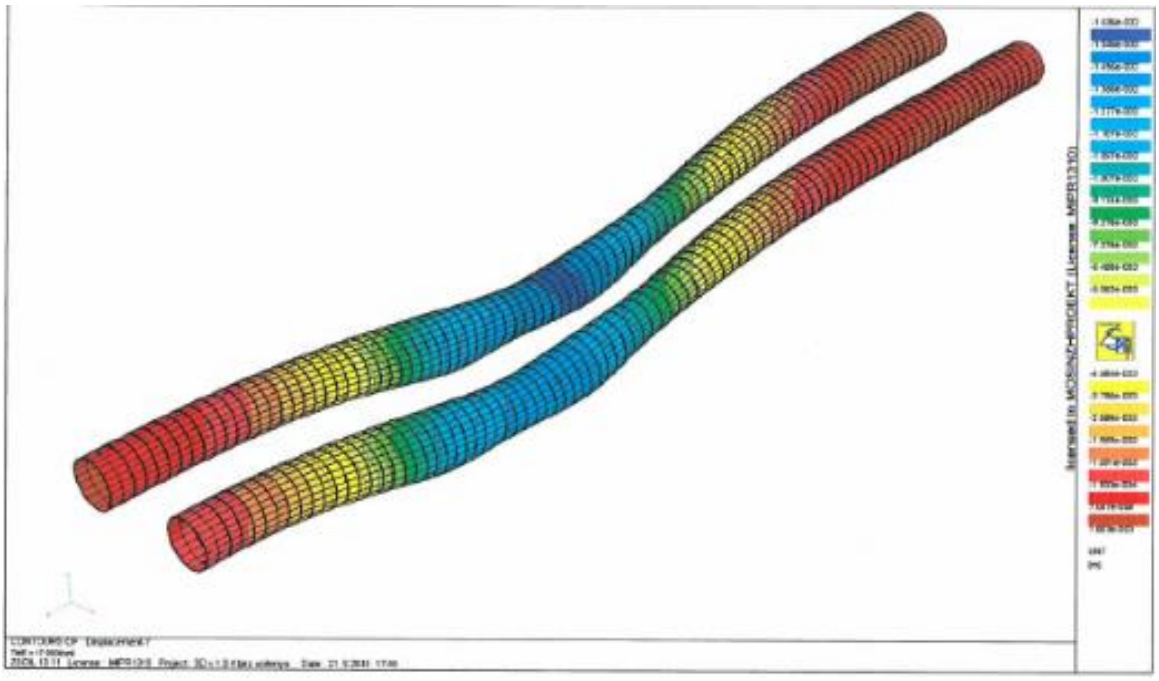


Рис. 4.19 – Изополя вертикальных перемещений в обделке тоннелей ТКЛ на момент окончания строительства объектов метрополитена Кожуховской линии (без мероприятий по усилению обделки)

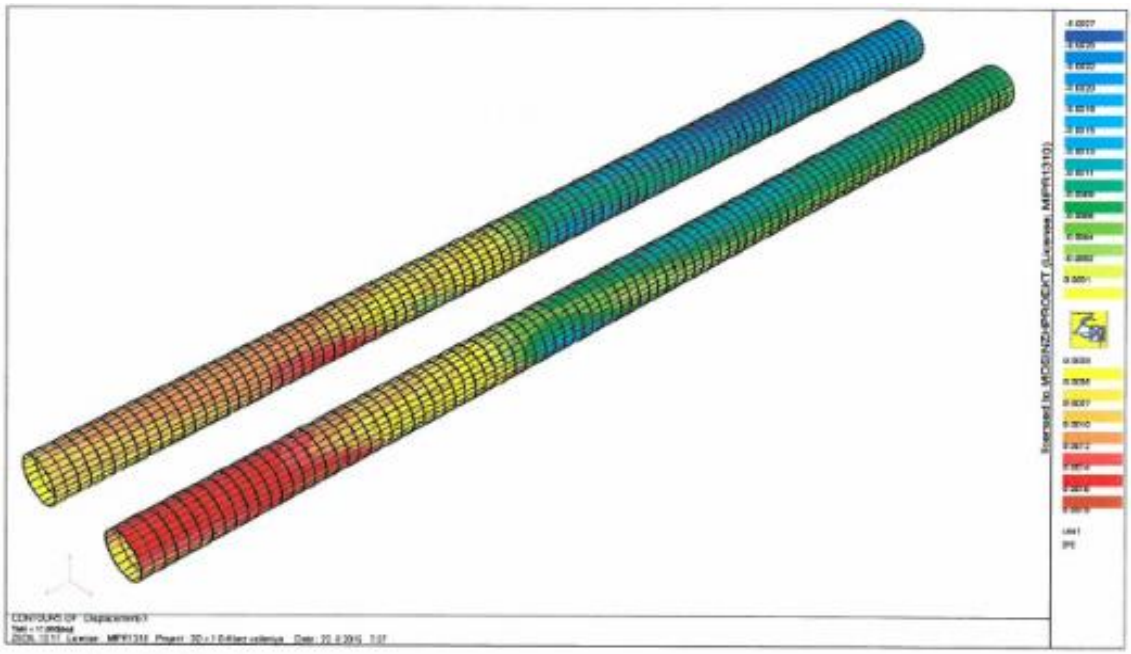


Рис. 4.20 – Изополя горизонтальных перемещений в обделке тоннелей ТКЛ на момент окончания строительства объектов метрополитена Кожуховской линии (без мероприятий по усилению обделки)

Выводы и рекомендации

На основании представленных исходных данных методом математического моделирования проведено исследование изменения напряженно-деформированного состояния обделки существующих тоннелей Таганско-Краснопресненской линии от строительства котлована станции «Косино» и поочередной проходки перегонных тоннелей по объекту: «Кожуховская линия ст. «Авиамоторная» ст. «Некрасовка» 10-й этап, исходя которых, можно сделать следующие ВЫВОДЫ:

1. Эксплуатационная надежность и безопасность тоннельных сооружений Таганско-Краснопресненской линии при строительстве станции «Косино» и проходке перегонных тоннелей Кожуховской линии — обеспечена.

2. Полученные в расчете деформации в тоннельной обделке вызывают опасения с точки зрения обеспечения габаритов и кривых в плане и профиле и требуют разработки дополнительных технологических решений в соответствии с действующими нормативными документами.

4.4. Обоснование практических рекомендаций и проектных технологических решений для обеспечения эксплуатационной надежности и безопасности существующих тоннельных сооружений

Для обеспечения эксплуатационной надежности и должного уровня безопасности транспортных тоннелей Таганско-Краснопресненской линии в период формирования строительного котлована ст. «Косино» и сооружения тоннелей Кожуховской линии подземным способом с учетом существующих, был рассмотрен и рассчитан вариант с устройством разгружающих рам. На основании расчета были подобраны участки устройства рам усиления: по правому тоннелю от ПК 174 +58,348 до ПК 175 + 21,438; левому - от ПК 74 +70,175 до ПК 175 +33,975. На основании расчета представлены основные внутренние усилия в тоннельных сооружениях ТКЛ, по результатам которых рассчитаны коэффициенты запаса прочности для данных сооружений, там же приведены дополнительные перемещения в тоннельных сооружениях ТКЛ строительства объектов метрополитена Кожуховской линии 10-го этапа.

Предлагаемый вариант усиления выбран на основе апробированного решения с устройством сборных металлических рам усиления обделки тоннелей Серпуховско-Тимирязевской линии (от ПК234+00.000 до ГК234+85.258) при проходке в их основании тоннелей Бутовской линии метрополитена от ст. «Улица Старокачаловская» до ст. «Лесопарковая». Подбор металлических профилей элементов рам усиления производился исходя из обеспечения условий их прочности и устойчивости по внутренним усилиям полученным в результате расчета, а также для обеспечения дополнительных перемещений обделки существующих тоннелей на момент завершения строительства объектов метрополитена Кожуховской линии не более 4 мм.

Кожуховская линия ст. «Авиамоторная» - ст. «Некрасовка» 10-й этап Кожуховская линия от ст. «Некрасовка» до переходной камеры за ст. «Косино»

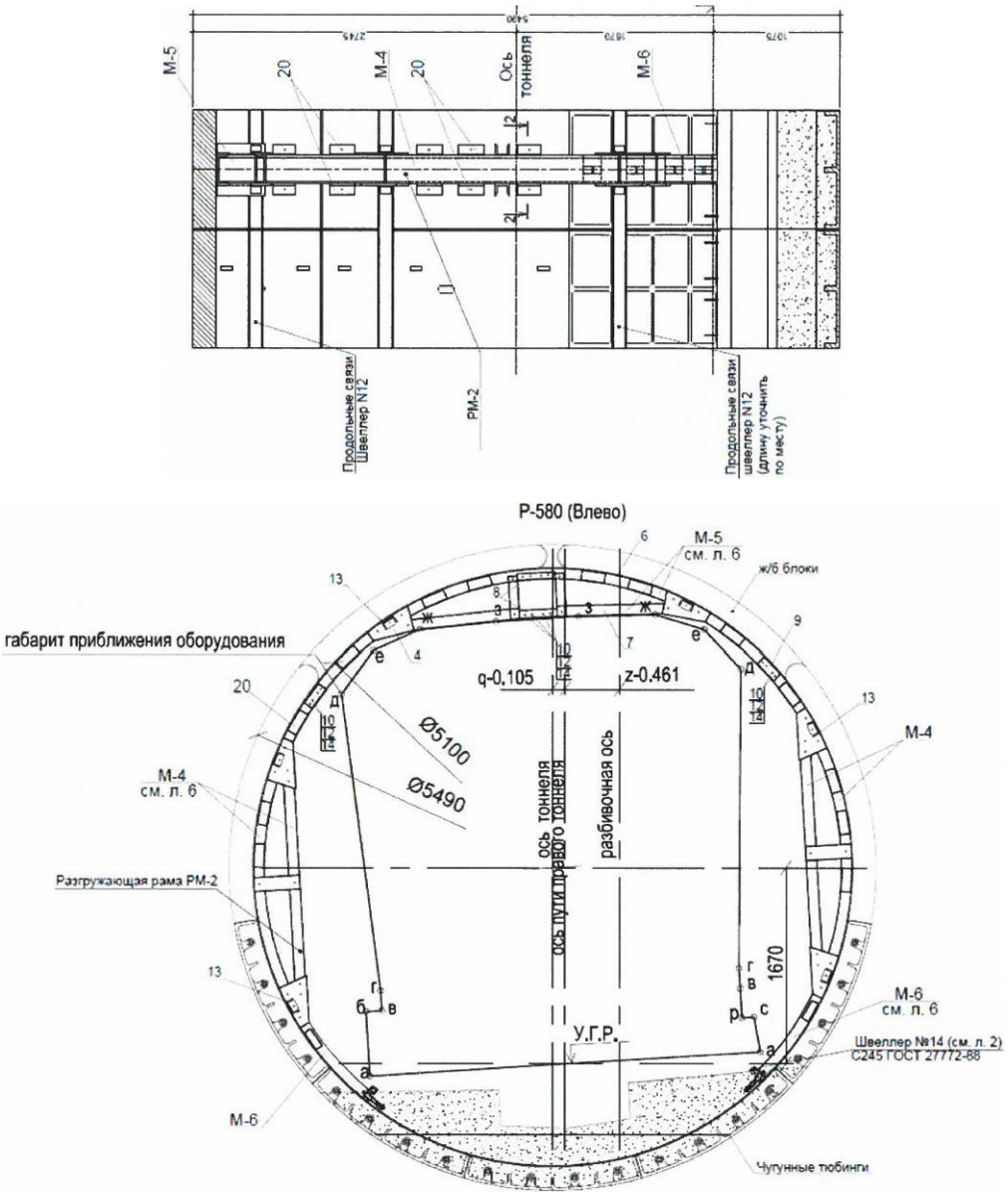


Рис.4.21 - Схема рам усиления обделки тоннелей Серпуховско-Тимирязевской линии (от ПК234+О0.О00 до ПК234+85.258) при проходке в их основании тоннелей Бутовской линии метрополитена от ст. «Улица Старокачаловская» до ст. «Лесопарковая»

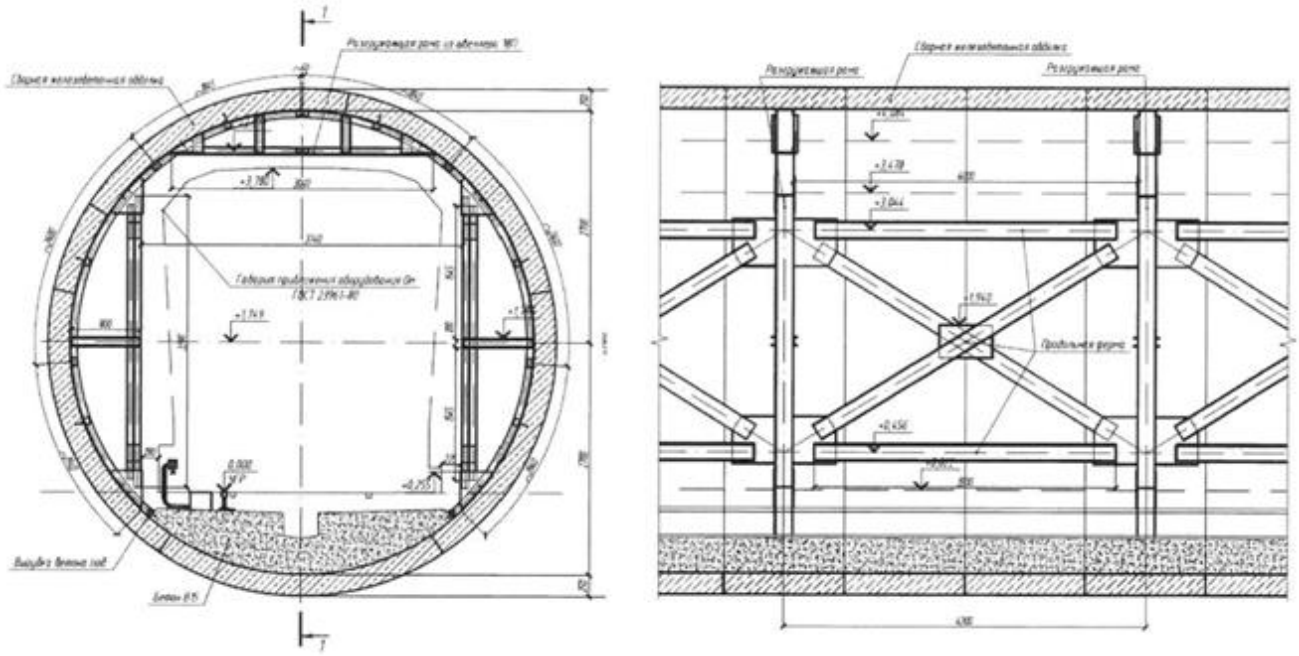


Рис.4.22 - Принципиальная схема устройства рам крепления с рекомендациями по подбору профилей сборных металлических элементов

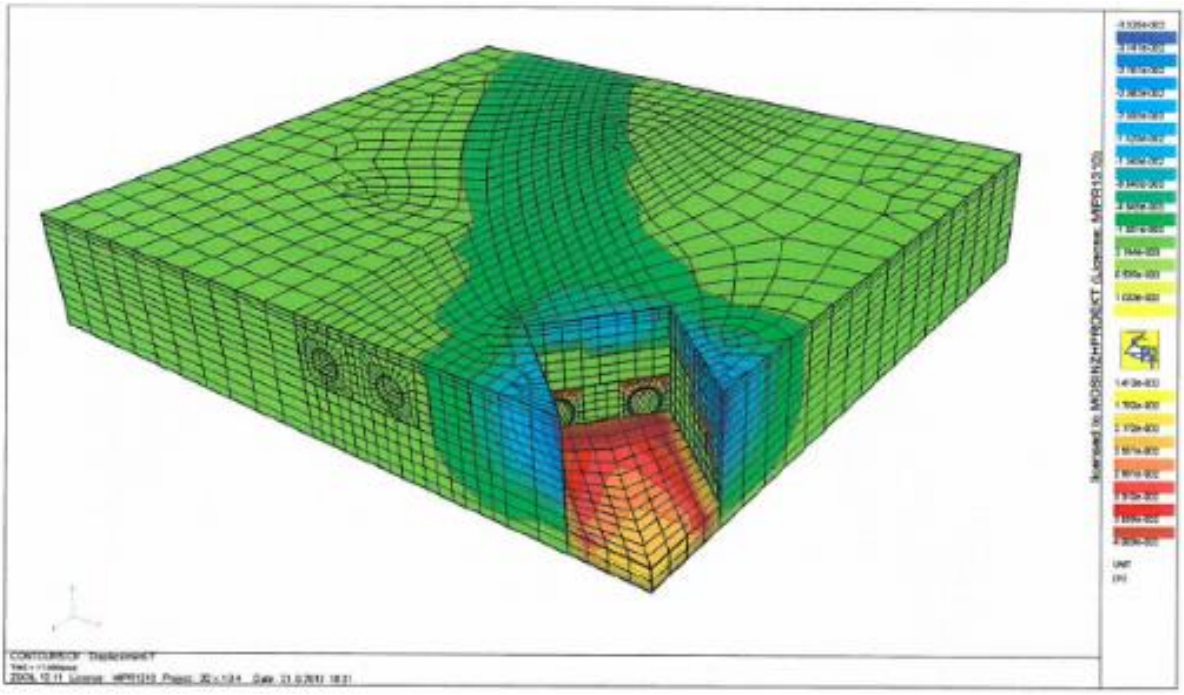


Рис. 4.23 – Изополя вертикальных перемещений поверхностных отметок на момент завершения строительства объектов метрополитена Кожуховской линии (с учетом устройства рам усиления)

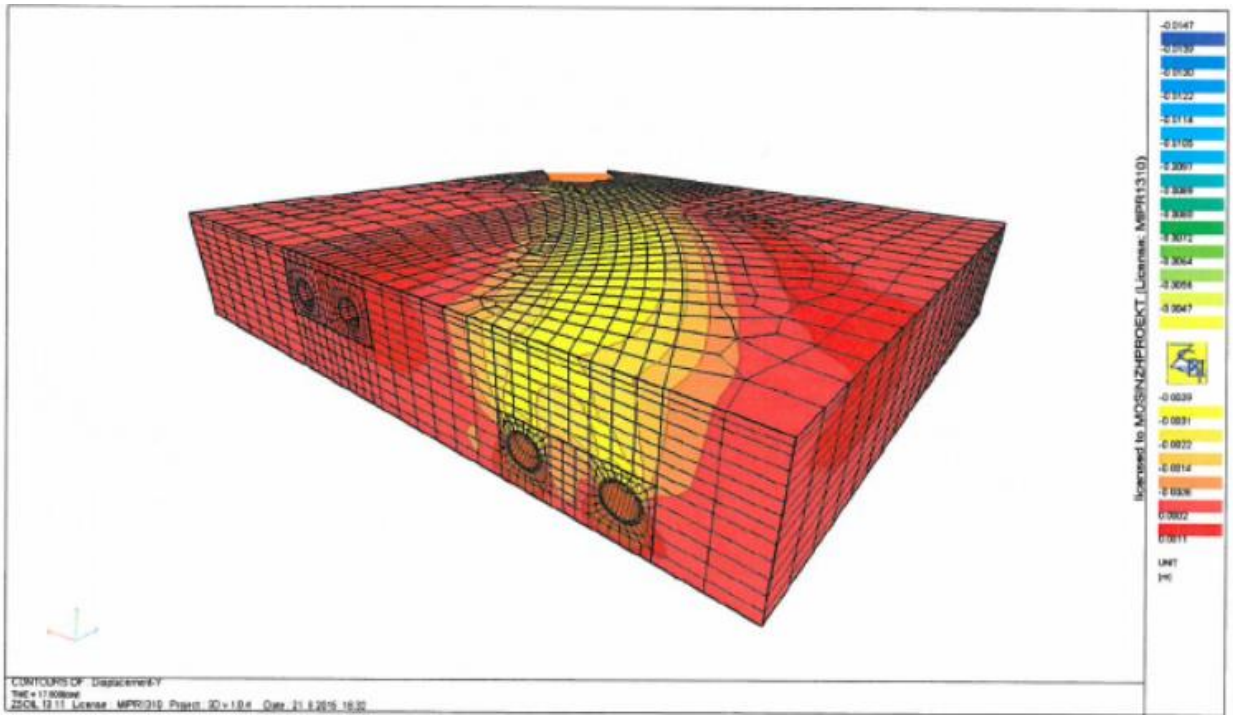


Рис. 4.24 – Изополя вертикальных перемещений поверхностных отметок на момент завершения строительства объектов метрополитена Кожуховской линии (с учетом устройства рам усиления)

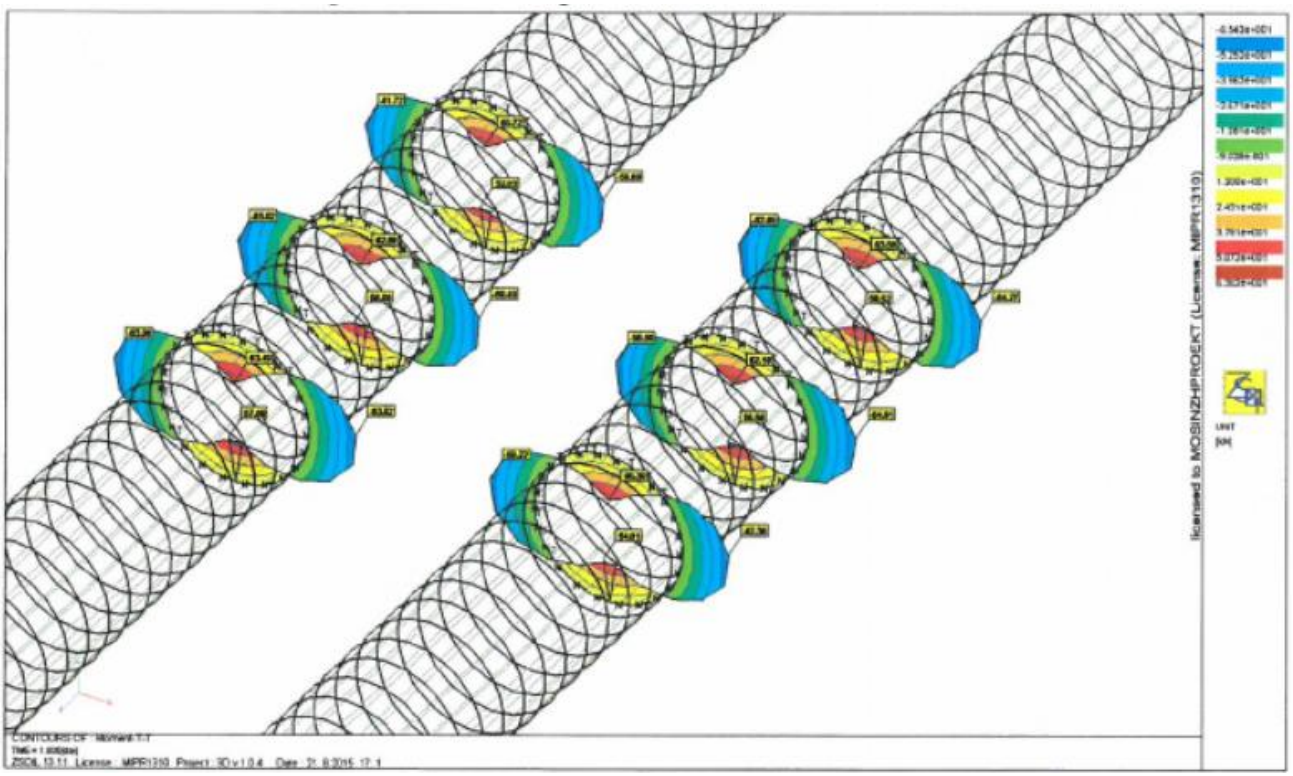


Рис. 4.25 – Эпюра изгибающих моментов в обделке тоннелей ТКЛ до начала строительства объектов метрополитена Кожуховской линии (с учетом устройства рам усиления)

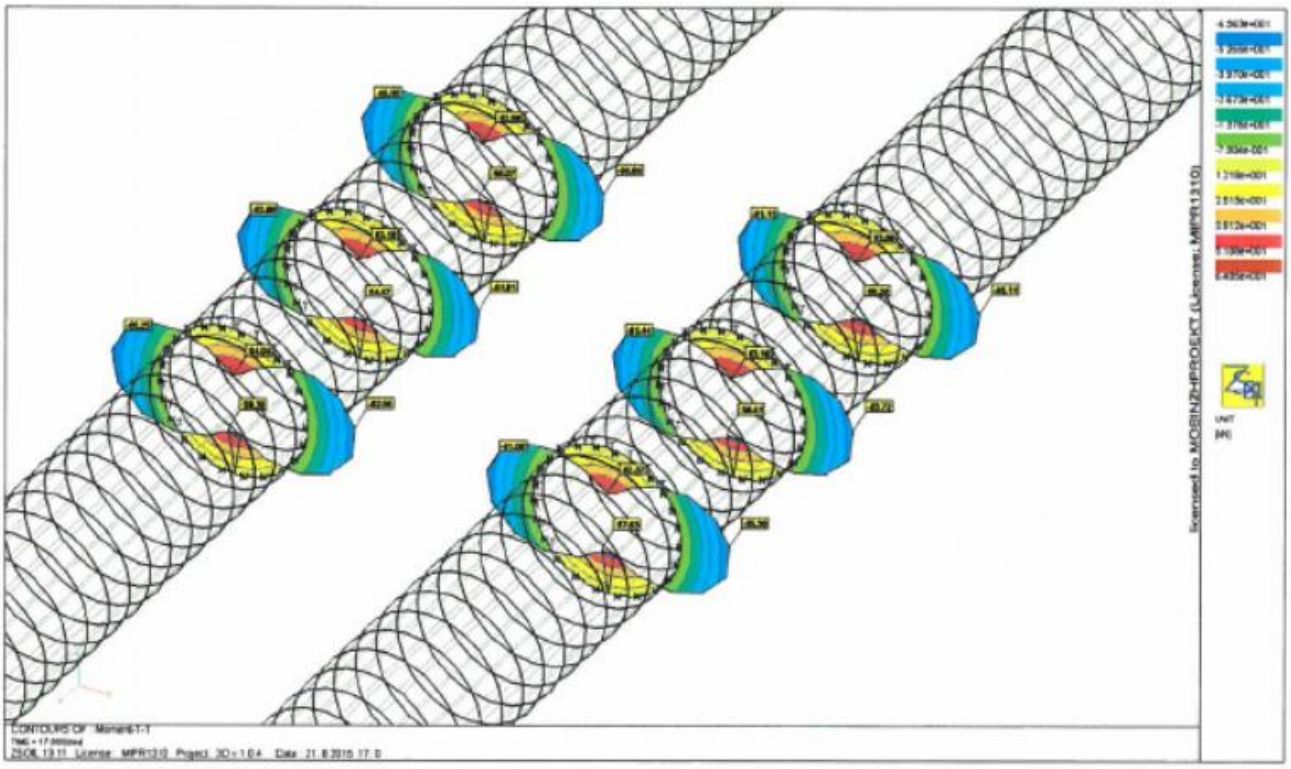


Рис. 4.26 – Эпюра изгибающих моментов в обделке тоннелей ТКЛ на момент окончания строительства объектов метрополитена Кожуховской линии (с учетом устройства рам усиления)

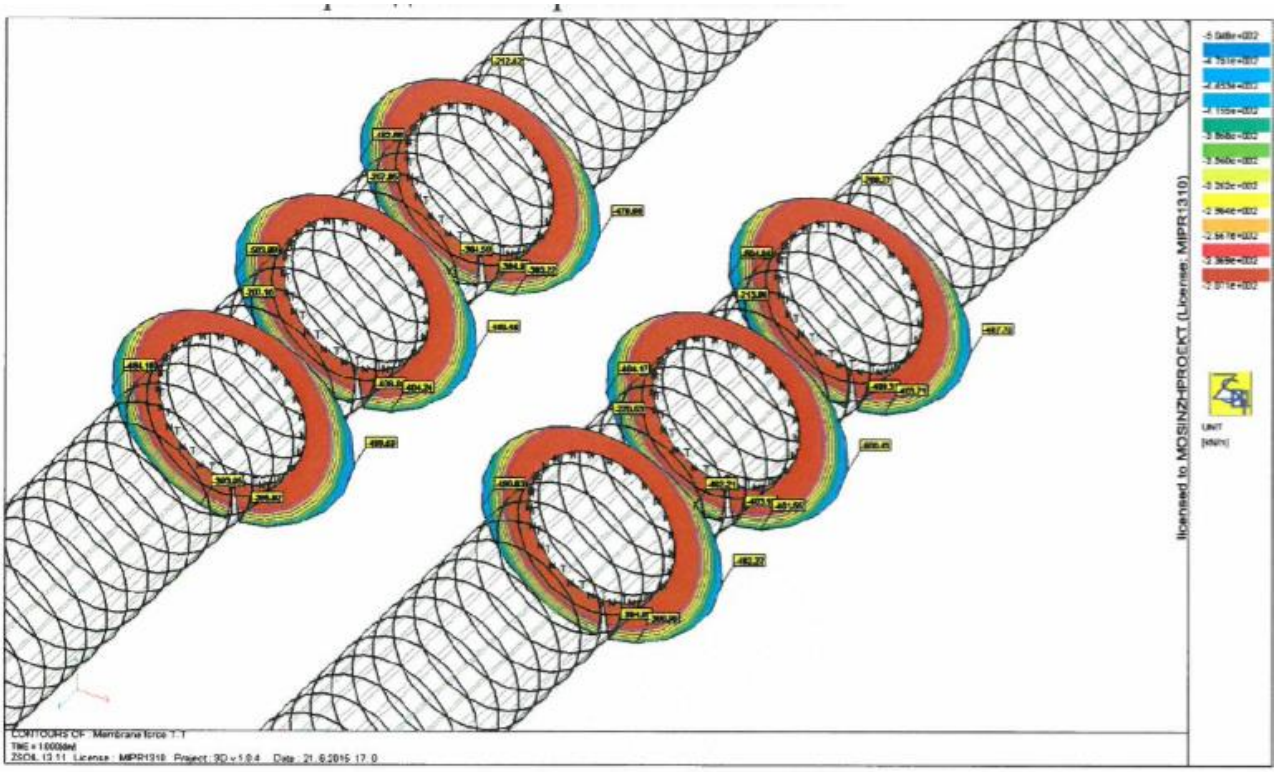


Рис. 4.27 – Эпюра нормальных сил в обделке тоннелей ТКЛ до начала строительства объектов метрополитена Кожуховской линии (с учетом устройства рам усиления)

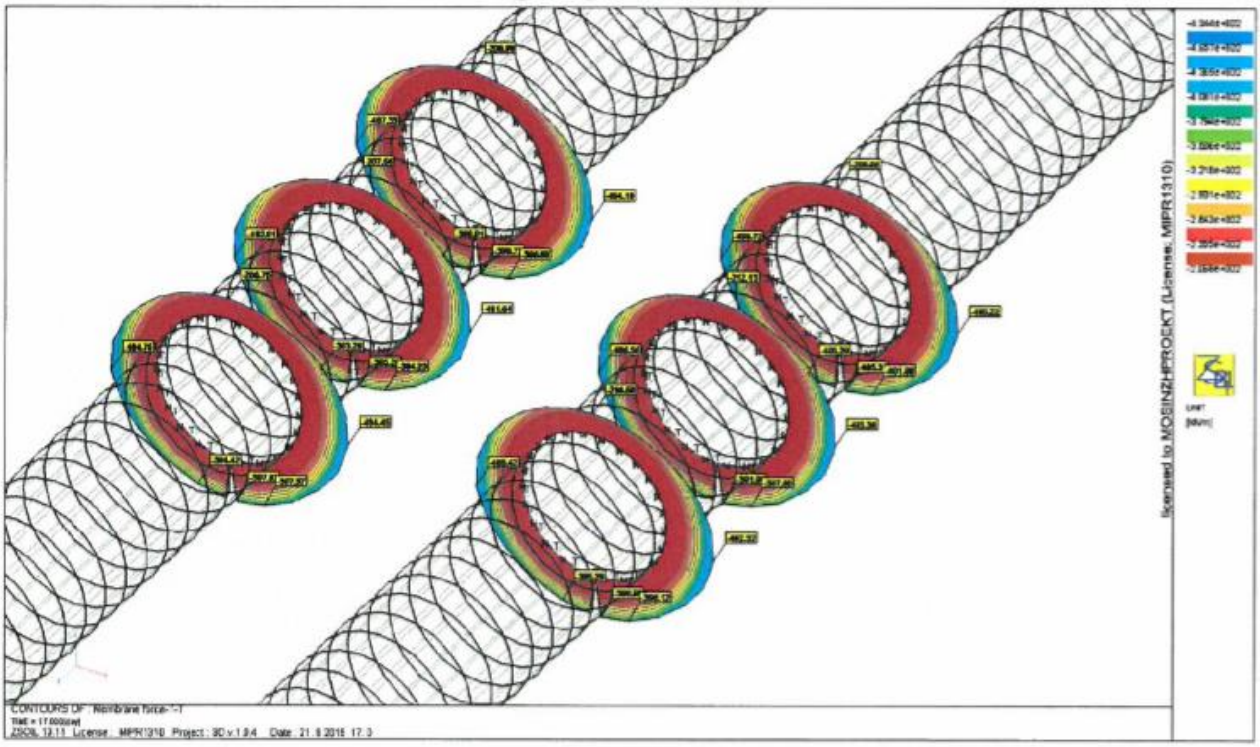


Рис. 4.28 – Эпюра нормальных сил в обделке тоннелей ТКЛ на момент окончания строительства объектов метрополитена Кожуховской линии (с учетом устройства рам усиления)

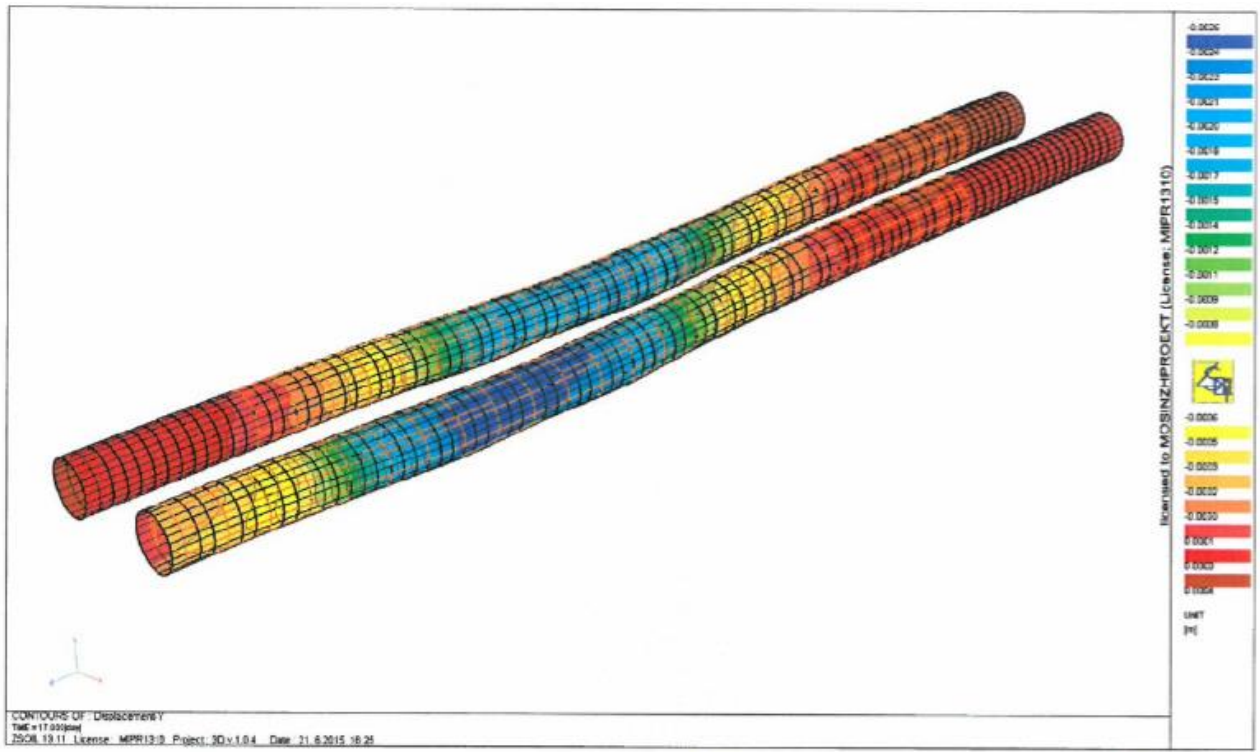


Рис. 4.29 – Изополя вертикальных перемещений в обделке тоннелей ТКЛ на момент окончания строительства объектов метрополитена Кожуховской линии (с учетом устройства рам усиления)

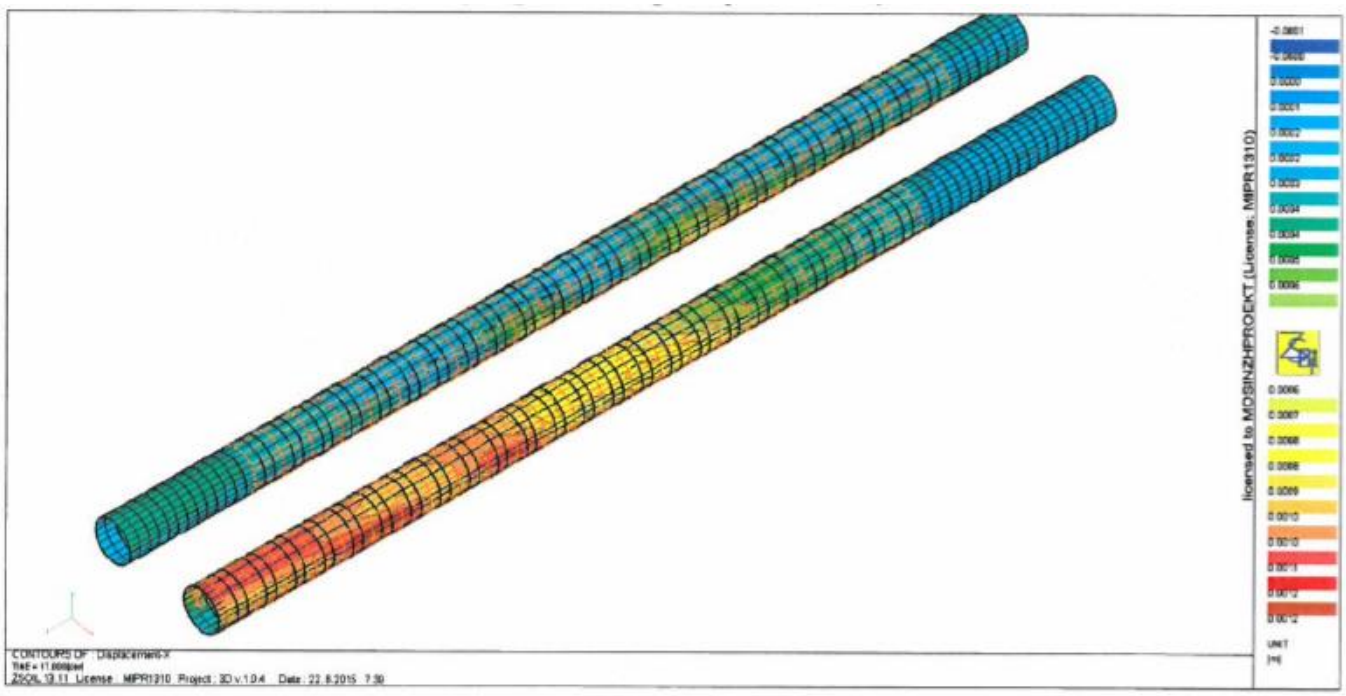


Рис. 4.30 – Изополя горизонтальных перемещений в обделке тоннелей ТКЛ на момент окончания строительства объектов метрополитена Кожуховской линии (с учетом устройства рам усиления)

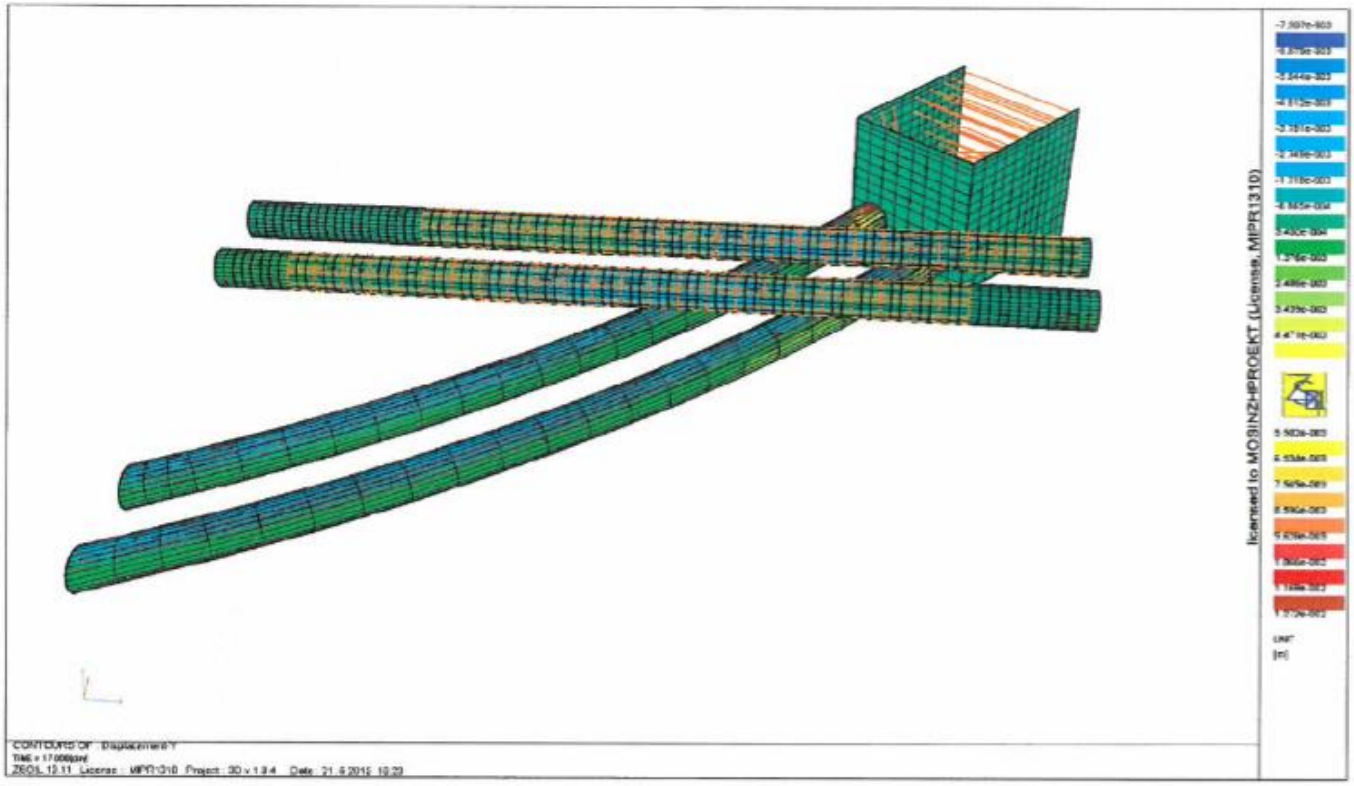


Рис. 4.31 – Изополя вертикальных перемещений в обделке тоннелей ТКЛ на момент окончания строительства объектов метрополитена Кожуховской линии (с учетом устройства рам усиления)

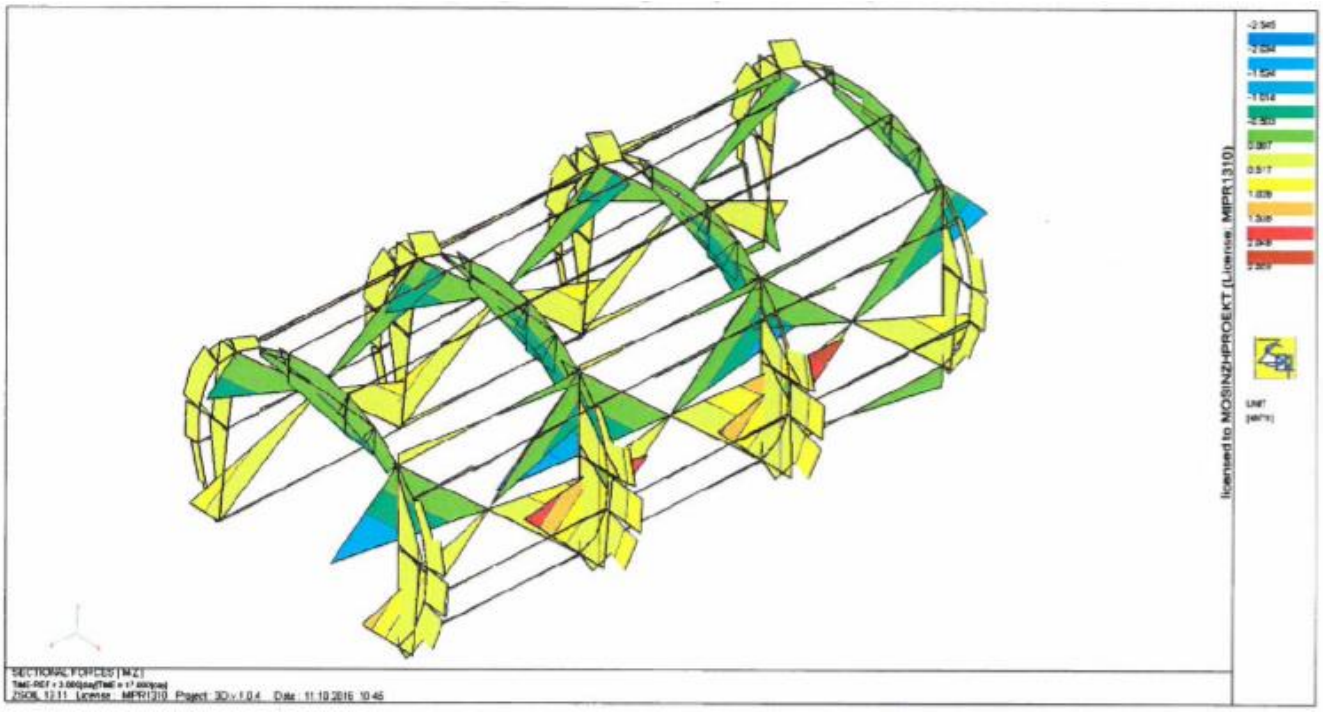


Рис. 4.32 – Эпюры изгибающих моментов в элементах рам усиления на момент окончания строительства объектов метрополитена Кожуховской линии

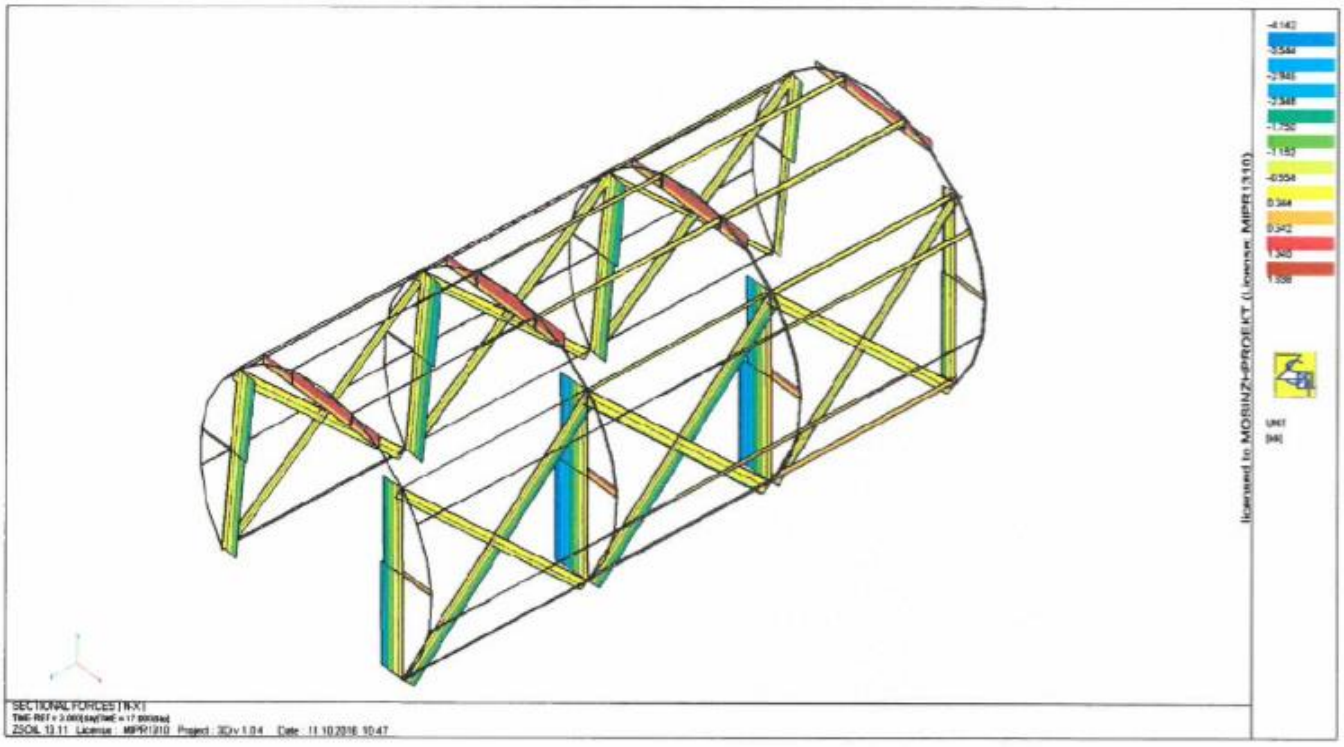


Рис. 4.33 – Эпюры изгибающих моментов в элементах рам усиления на момент окончания строительства объектов метрополитена Кожуховской линии

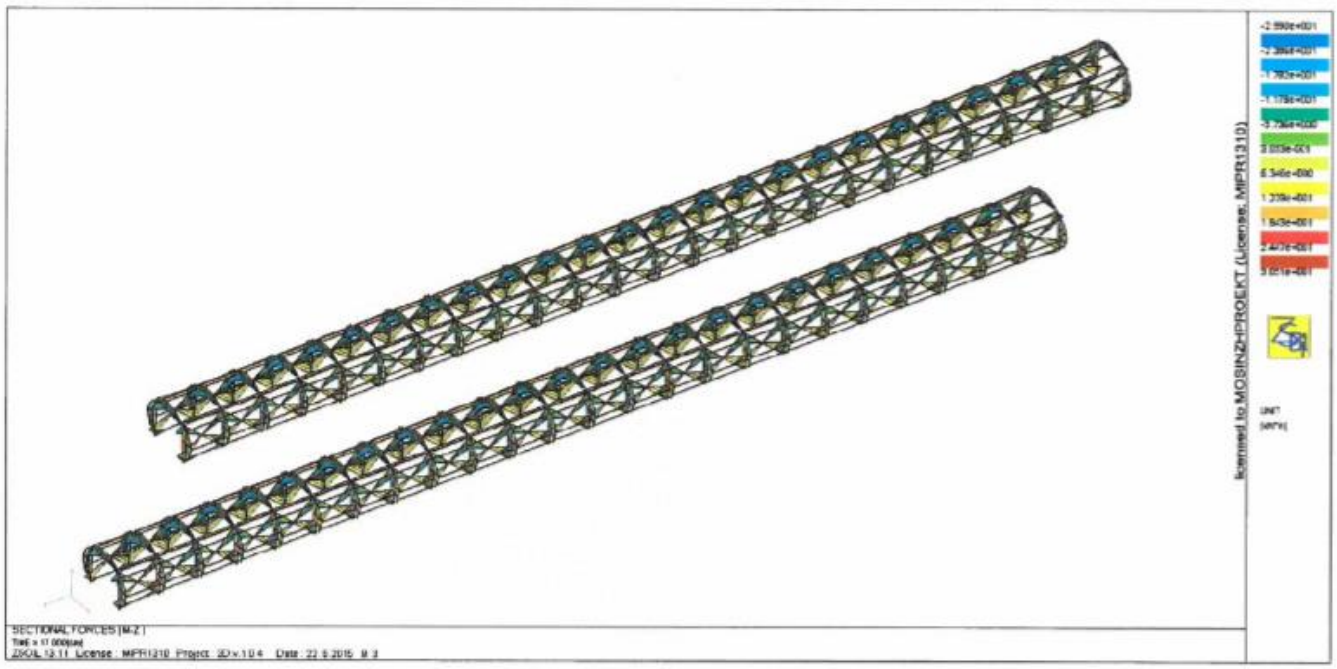


Рис. 4.34 – Эпюры изгибающих моментов в элементах рам усиления на момент окончания строительства объектов метрополитена Кожуховской линии

Таблица 4.10 – Сводная таблица результатов расчетов

Элемент конструкции	Нормативные действующие усилия		Расчетные действующие усилия		Коэффициент запаса
	Изгибающий момент, кНм	Продольная сила, кН	Изгибающий момент, кНм	Продольная сила, кН	
До стр-ва правый(без рам)	63,49	207,16	63,49	207,16	1,88
До стр-ва левый(без рам)	63,58	208,27	63,58	208,27	1,7
После стр-ва правый(без рам)	65,04	223,97	65,04	223,97	1,85
После стр-ва левый(без рам)	65,21	226,16	65,21	226,16	1,68
До стр-ва правый(с рамами)	63,49	207,16	63,49	207,16	1,88
До стр-ва левый(с рамами)	63,58	208,27	63,58	208,27	1,7
После стр-ва правый(с рамами)	64,04	206,75	64,04	206,75	1,86
После стр-ва левый(с рамами)	63,66	209,06	63,66	209,06	1,7

Таблица 4.11 – Результаты расчета внецентренно сжатых элементов

Элемент конструкции	Нормативные действующие усилия		Расчетные действующие усилия		$e = e_0\eta + \frac{h_0-a}{2}$,м	Ne, *кНм*	$R_b bx(h_0 - 0.5) + R_{sc}A_s(h_0 - a)$, *кН*	Условие прочности
	Изгибающий момент, кНм	Продольная сила, кН	Изгибающий момент, кНм	Продольная сила, кН				
До стр-ва правый(без рам)	63,49	207,16	63,49	207,16	0,432	89,4723	167,847	Выполнено
До стр-ва левый(без рам)	63,58	208,27	63,58	208,27	0,417	86,8332	147,799	Выполнено
После стр-ва правый(без рам)	65,04	223,97	65,04	223,97	0,416	93,1416	172,090	Выполнено
После стр-ва левый(без рам)	65,21	226,16	65,21	226,16	0,400	90,4778	151,777	Выполнено
До стр-ва правый(с рамами)	63,49	207,16	63,49	207,16	0,432	89,4723	167,847	Выполнено
До стр-ва левый(с рамами)	63,58	208,27	63,58	208,27	0,417	86,8332	147,799	Выполнено
После стр-ва правый(с рамами)	64,04	206,75	64,04	206,75	0,435	89,9785	167,744	Выполнено
После стр-ва левый(с рамами)	63,66	209,06	63,66	209,06	0,416	87,0022	147,975	Выполнено

Таким образом, в целях исключения возможных деформаций обделки существующих тоннелей метрополитена Таганско-Краснопресненской линии следует предусмотреть устройство разгружающих рам по правому тоннелю от ПК 174 +58,348 до ПК + 22,840; по левому - от ПК 174 +75,720 до ПК 175 +33,975. Учитывая то обстоятельство, что рассматриваемый участок ТКЛ сооружен из высокоточной сборной ж/б обделки, рамы устанавливать с шагом 4,2 м, с обязательной установкой продольных связей.

ВЫВОДЫ

1.Фрагменты инженерно-геологических разрезов, физико-механических характеристик грунтов, принятые для расчета в программе «Z Soil» в рамках объекта исследований позволяют сделать основополагающий вывод о довольно сложных условиях при проектировании и строительстве, в связи с чем для корректного использования модели Hardening Soil требуется ввод в систему расчетов некоторых ограничений и уточнений основополагающих параметров, которые необходимы для правильной интерпретации результирующих целевых индикаторов модели.

2. Основными проблемными областями использования этой модели следует считать выделение граничных условий и ограничений при проведении процедуры комплексных исследований в рамках трехосных и компрессионных (стабилометрических) испытаний и PLAXIS SOIL TEST (ограничения и уточнения при определении параметра E_{50}^{ref}, ограничения и уточнения при определении параметра предел прочности q_f , ограничения и уточнения при определении параметра E^{ref}_{oed} - модуль деформации, ограничения и уточнения при определении параметра E^{ref}_{ur} – модуль разгрузки / повторного нагружения, ограничения и уточнения при определении параметра m – степенной показатель *Ohde).*

3. Исследование изменения напряженно-деформированного состояния обделки существующих тоннелей Таганско-Краснопресненской линии от строительства котлована станции «Косино» и поочередной проходки перегонных тоннелей по объекту: «Кожуховская линия ст. «Авиамоторная» ст. «Некрасовка» 10-й этап, показали, что эксплуатационная надежность и безопасность тоннельных сооружений Таганско-Краснопресненской линии при строительстве станции «Косино» и проходке перегонных тоннелей Кожуховской линии - обеспечена. Полученные в расчете деформации в тоннельной обделке вызывают опасения с точки зрения обеспечения габаритов и кривых в плане и профиле и требуют

разработки дополнительных технологических решений в соответствии с действующими нормативными документами.

4. Для обеспечения эксплуатационной надежности и должного уровня безопасности транспортных тоннелей Таганско-Краснопресненской линии в период формирования строительного котлована ст. «Косино» и сооружения тоннелей Кожуховской линии подземным способом с учетом существующих следует использовать вариант с устройством разгружающих рам. Участки устройства рам усиления следует выбирать с учетом основных внутренних усилий в тоннельных сооружениях ТКЛ, коэффициентов запаса прочности для данных сооружений и дополнительных перемещений в тоннельных сооружениях ТКЛ строительства объектов метрополитена Кожуховской линии 10-го этапа.

Подбор металлических профилей элементов рам усиления следует производить исходя из обеспечения условий их прочности и устойчивости по внутренним усилиям полученным в результате расчета, а также с условием обеспечения дополнительных перемещений обделки существующих тоннелей на момент завершения строительства объектов метрополитена Кожуховской линии не более 4 мм.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Результаты проведенных исследований в области обоснования надежности технологических решений при проектировании и строительстве объектов метрополитена с учетом влияния существующей застройки с учетом геотехнического и геомеханического обоснования проектных решений горнотехнических конструкций метрополитена с учетом плотной городской застройки и расположением мест объектов нового строительства, соприкасающихся или пересекающихся с действующей подземной инфраструктурой различного функционального назначения представляют собой законченную научно - квалификационную работу, в которой изложена процедура решения актуальной научно-производственной задачи – разработки научно-методического обеспечения процедуры оценки надежности технологических решений при проектировании и строительстве объектов метрополитена с учетом влияния существующей застройки и сопутствующих геотехнических и геомеханических ситуаций, сохранности и эксплуатационной надежности существующих тоннелей метро, попадающих в контур нового строительства.

Основные результирующие составляющие комплекса выполненных теоретических и практических исследований:

1.Проанализированы исследования теоретического и практического плана в области надежности технологических решений при проектировании и строительстве объектов метрополитена с учетом прогнозирования и регулирования процессов напряженно-деформированного состояния горного массива с использованием статических расчетов, механики горных пород и технологических подходов к оптимизации параметров комплексной модели системы «горнотехническое сооружение – технологические процессы строительства подземных сооружений - природная среда».

2. Предложена концепция использования упругопластических моделей с упрочнением грунта до приемлемого уровня сходимости экспериментальных и теоретических данных, что практически сводит на нет использование других

модельных представлений при оценке НДС вмещающего массива в зонах проектирования нового строительства с учетом существующей инфраструктуры и позволяет обеспечить разработку проектных технологических решений для обеспечения эксплуатационной устойчивости подземных сооружений и обоснования наиболее целесообразного способа его строительства.

3. Исходя из результатов проведенного обзора отечественных и зарубежных исследований установлено, что в качестве основной концепции проектирования и строительства тоннельных сооружений и объектов метростроения в крупных мегаполисах следует осуществлять сооружение перегонных тоннелей преимущественно неглубокого заложении закрытым способом, с использованием щитовой проходки с активным пригрузом, а станций и сопутствующих сооружений – с использованием открытого и полузакрытого способов в котлованах, где имеются все сопутствующие возможности использования более дешевых технических средств строительства с более высокой производительностью на более широком фронте.

4. Установлено, что в течение последних пяти лет сформировалась достаточно устойчивая тенденция повышения уровня аварийности при строительстве объектов Московского метрополитена, что всегда приводит к разрушительным проявлениям инженерной, автотранспортной и промышленной инфраструктуры города, причем превалирующей причиной аварий является низкая технологическая подготовка процедуры строительства, которая обусловлена нарушениями технологических регламентов производства работ.

5. Предложены концептуальные методические положения в области оценки, прогнозирования и регулирования процессов напряженно-деформированного состояния горного массива при проектировании и реализации подземных строительных технологий для сооружения различного типа подземных конструкций и горнотехнических систем в рамках решения комплекса сопутствующих геомеханических задач с приоритетным использованием метода

конечных элементов, основанного на основополагающих принципах, методических и методологических особенностях теории механики сплошной среды.

6. Установлено, что выбор и обоснование конкретных методических и методологических составляющих процедур проектирования на базе прогнозной оценки деформаций и смещений в области взаимосвязанного влияния ведения подземных горных работ с учетом действующей инфраструктур требует решения ряда взаимоувязанных задач и реализации управления с учетом обязательной корректировки определенных технологических параметров с целью стабилизации НДС вмещающего грунтового массива, что предопределяет наличие отдельных составляющих различных методических подходов и теорий, сформировавшихся в заявленной проблематичной области.

7. Установлено, что система и основные принципы реализации научно-методического обеспечения МКЭ требуют достаточности объема проводимых полевых и лабораторных инженерно-геологических и геотехнических изысканий и испытаний с целью получения статистически обеспеченных показателей, параметров и характеристик физико-механических свойств присутствующих в исследуемой толще инженерно-геологических элементов (ИГЭ), которые необходимы в рамках формирования расчетных геологических элементов (РГЭ), которые служат базовыми элементами геомеханических моделей вмещающего грунтового массива и расчета несущих конструкций подземных строительных сооружений с учетом процедуры их калибровки.

8. Подтверждено, что при реализации алгоритмического обеспечения модельного подхода HARDENING SOIL совместно с зонами предельных состояний возникают и формируется зона упрочнения на основе изотропного сжатия, что является следствием комплексного проявления процессов в ее контуре от изотропного сдвига и сжатия при их одновременных проявлениях. Наличие данных фрагментов дает возможность определить количественные величины и проследить характер распределения пластических деформаций, а также размер этой зоны.

9. Установлено, что математическое моделирование процедуры оптимизации параметров грунтовых массивов литологических разностей и инженерно-геологических элементов рациональнее всего производить на базе комплексных исследований в рамках трехосных и компрессионных (стабилометрических) испытаний и PLAXIS SOIL TEST. После проведения комплекса испытаний полученные параметры модели Hardening Soil вводятся в программное обеспечение модуля PLAXIS для проверки корректности соотношений их величин между собой. Данные, полученные непосредственно из испытаний, не всегда вписываются в рамки математической модели грунта, поэтому для возможности проектировщиков без дополнительной обработки использовать параметры в расчетах должна производится процедура математического моделирования лабораторных испытаний с целью оптимизации прямых данных опытов под конкретную задачу. Данные, полученные непосредственно из испытаний, не всегда вписываются в рамки математической модели грунта, поэтому для возможности проектировщиков без дополнительной обработки использовать параметры в расчетах должна производится процедура математического моделирования лабораторных испытаний с целью оптимизации прямых данных опытов под конкретную задачу. При геомеханических расчётах в рамках использования модельного представления HARDENING SOIL с целью обеспечения требуемой детализации и объективности для осуществления процедуры генерации начальных напряжений, развиваемых в исследуемом массиве следует использовать тип расчёта Gravity loading (гравитационное нагружение).

10. Установлены основные составляющие и закономерности в области возникновения и формирования пластических деформаций при изотропном сжатии. Основополагающими факторами устойчивости грунтов в области ведения подземных горных работ являются: учитываемая предложенным модельным представлением Hardening Soil нелинейность процесса деформирования, учет составляющих сдвигового и изотропного упрочнения и зависимости изменения структуры жесткости, связанной с изменениями девиаторной составляющей

нагрузки, величина учитываемого эквивалентного давления на литологические разности вмещающего массива и технологические параметры строительства подземных сооружений.

11. Исследование изменения напряженно-деформированного состояния обделки существующих тоннелей Таганско-Краснопресненской линии от строительства котлована станции «Косино» и поочередной проходки перегонных тоннелей по объекту: «Кожуховская линия ст. «Авиамоторная» ст. «Некрасовка» 10-й этап (эпюры развиваемых внутренних усилий и деформационных смещений системы крепления (постоянной обделки)) показало, что эксплуатационная надежность и безопасность тоннельных сооружений Таганско-Краснопресненской линии при строительстве станции «Косино» и проходке перегонных тоннелей Кожуховской линии обеспечивается с приемлемым уровнем надежности. Полученные в расчете деформации в тоннельной обделке вызывают опасения лишь с точки зрения обеспечения габаритов и кривых в плане и профиле и требуют разработки дополнительных технологических решений в соответствии с действующими нормативными документами. Для обеспечения эксплуатационной надежности и безопасности тоннельных сооружений Таганско-Краснопресненской линии при строительстве котлована ст. «Косино» и закрытой проходки тоннелей Кожуховской линии с учетом существующих следует использовать вариант с устройством разгружающих рам. Участки устройства рам усиления следует выбирать с учетом основных внутренних усилий в тоннельных сооружениях ТКЛ, коэффициентов запаса прочности для данных сооружений и дополнительных перемещений в тоннельных сооружениях ТКЛ строительства объектов метрополитена Кожуховской линии 10-го этапа.

12. Установлено, что подбор металлических профилей элементов рам усиления в рамках предложенных технологических решений следует производить исходя из обеспечения условий их прочности и устойчивости по внутренним усилиям полученным в результате расчета, а также с условием обеспечения дополнительных перемещений обделки существующих тоннелей на момент

завершения строительства объектов метрополитена Кожуховской линии не более 4 мм.

13. Разработанное научно-методическое обеспечение выбора проектных технологических решений в области сохранности и эксплуатационной надежности существующих тоннелей метро, попадающих в контур нового строительства и решения геотехнических и геомеханических ситуаций исключает в рамках доверительного интервала проявления негативных процессов, связанных с формированием в окрестностях ведения подземных строительных работ зон предельных состояний и разрушительных деформаций. Разработанный и сформированный методический аппарат позволяет с достаточной степенью объективности и надежности оценивать и прогнозировать эксплуатационную устойчивость подземных сооружений в грунтовых массивах с физической нелинейностью и расширяет интерпретацию сложившихся гипотез и представлений сопутствующих геомеханических процессов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Достовалов Б.Н. Общее мерзлотоведение: [Учеб. пособие для геол. специальностей вузов]. - М. : Изд. Моск. ун-та, 1967. - 403 с.

2. Цытович, Н. А. Механика грунтов / Н. А. Цытович. – М. : Высшая школа, 1983.

3. Цытович, Н.А. Механика грунтов / Н.А. Цытович.- М.: Высшая школа,1979.-272 с.

4. Цытович, НА. Механика мерзлых грунтов / Н.А. Цытович. М.: Высшая школа, 1973.-446 с.

5. Кудрявцев, С.А. Геотехническое моделирование процесса промерзания и оттаивания морозоопасных грунтов / С.А. Кудрявцев. - СПб., М.: АСВ, 2004. - 37с.

6. Общее мерзлотоведение (геокриология) / под ред. В. А. Кудрявцева. -М.: Изд-во МГУ, 1978.- 464 с.

7. Основы мерзлотного прогноза при инженерно-геологических исследованиях / под ред. В.А. Кудрявцева (Авт.: В.А. Кудрявцев, JT.C. Гарагуля, К.А. Кондратьева, В.Г. Меламед).- М.: Изд-во МГУ, 1974.- 432 с.

8. Кудрявцев, С.А. Численные исследования теплофизических процессов в сезонномерзлых грунтах / С.А. Кудрявцев // Криосфера Земли. – 2003.–№4.–С.76-81.

9. Кудрявцев, С.А. Численное моделирование процесса промерзания, морозного пучения и оттаивания грунтов / С.А. Кудрявцев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2017. – №5. – С.21-26.

10. Ершов, Э. Д. Физико-химия и механика мерзлых пород: [учебное пособие для геологических и геофизических специальностей университетов] / Э. Д. Ершов. - Москва : Издательство МГУ, 1986. - 332, [1] с. : ил. ; 22 см. - Библиография: с. 330.

11. Ершов, Э.Д. Влагоперенос и криогенные текстуры в дисперсных породах / Э.Д. Ершов. – М.: Изд-во Моск. ун-та, 1979. – 216с.

12. Основы геокриологии: [Монография в 6 томах] / [К.А. Кондратьева, В.В. Баулин, Э.Д. Ершов и др.]; под ред. Э.Д. Ершова. – М.: Изд-во Моск. ун-та, 1998.

13. Andersland, O.B. Stress effect on creep rates of a frozen clay soil / O.B. Andersland, W. Akili // Geotechnique. – 1967. – Vol.17. – No. 1. – P.27-39.

14. Ladanyi, B. An engineering theory of creep of frozen soils / B. Ladanyi // Canadian Geotechnical Journal. – 1972, 1. – Vol.9. – No.1. – P.63-80.

15. Ladanyi, B. An engineering theory of creep of frozen soils / B. Ladanyi // Canadian Geotechnical Journal. – 1972, 2. – Vol.9. – No.1. – P.83-90.

16. Трупак, Н.Г. Замораживание грунтов при строительстве подземных сооружений / Н.Г. Трупак.- М.: Недра, 1979.- 344 с.

17. Трупак, Н.Г. Замораживание горных пород при проходке стволов. —М.: Углетехиздат, 1954. —896 с.

18. Колбенков, С. П. Аналитическое выражение типовых кривых сдвижения поверхности / С. П. Колбенков // Труды ВНИМИ. - 1961. - №43. - С. 46 - 49.

19. Авершин, С.Г. Исследования по физике и механике горных пород: [Сборник статей] / АН КиргССР. Ин-т физики и механики горных пород. - Фрунзе: Илим, 1971. - 91 с.

20. Муллер, Р.А. Влияние горных выработок на деформацию земной поверхности. - М. : Углетехиздат, 1958. - 76 с. - (Серия «Технология подземной добычи угля»).

21. Хуцкий В. П., Вершинин М. И., Вершинина Л. П. Программная система анализа, прогнозирования и оптимизации сдвижений земной поверхности при проходке тоннелей City-Tunnel // Компьютерные учебные программы и инновации.-2005.-№ 3.

22. Подаков, В.Ф. Пособие по проектированию мероприятий для защиты эксплуатируемых зданий и сооружений от влияния горнопроходческих работ при строительстве метрополитена / В. Ф. Подаков, Ю. Ф. Соловьев, В. М. Капустин, Р. А. Муллер, Е. А. Овсянко, С. Е. Шагалов. - Ленинград: Ленинградское отделение стройиздата, 1973. - 72 с.

23. Долгих, М. В. Сдвижение земной поверхности при строительстве объектов метрополитена : дис. ... канд. тех. наук : 25.00.16 / Долгих Михаил Владимирович. - СПб, 1999. - 168 с.

24. Li, S. Moisture–temperature changes and freeze–thaw hazards on a canal in seasonally frozen regions / S. Li, Y. Lai, W. Pei, S. Zhang, H. Zhong // Natural hazards. –2014. – Vol.72. – No.2. – P.287-308.

25. Liu, E. Thermo-poromechanics-based viscoplastic damage constitutive model for saturated frozen soil. / E. Liu, Y. Lai // International Journal of Plasticity. – 2020. – Vol. 198. – P.102683.
26. Лиманов, Ю. А. Осадки земной поверхности при сооружении городских тоннелей / Ю. А. Лиманов, А. П. Ледяев, И. В. Платонов // Транспортное строительство. - 1980. - №5. - С. 44 - 45.
27. Потемкин, С.В. Оттайка мерзлых пород / С.В. Потемкин.- М.: Недра, 1991.-159 с.
28. Волохов, Е. М. Прогноз сдвижений и деформаций массива горных пород и земной поверхности при сооружении городских тоннелей глубокого заложения: автореф. дис. ... канд. тех. наук / Волохов Евгений Михайлович. - Спб., 2004. - 360 с.
29. Математическое моделирование процессов сближения и встречи динамических объектов. Самыловский И.А., Бирюков Д.А., Филиппов А.А., Беляков Н.В. Академические чтения по космонавтике, посвященные памяти академика С.П. Королёва и других выдающихся отечественных ученых – пионеров освоения космического пространства ("Королёвские чтения"), МГТУ имени Н.Э. Баумана, Россия, 24-27 января 2023.
30. Кроник, Я.А. Термомеханические модели мерзлых грунтов и криогенных процессов / Я.А. Кроник // Реология грунтов и инженерное мерзлотоведение. – М.: Наука, 1982. – С. 200-212.
31. Новоженин, С. Ю. Характер изменения горизонтальных деформаций земной поверхности на различных интервалах измерения / В.Н. Новокшенов, К.А. Степанов, В.К. Чумак. - Л.: Межвузовский сборник научных трудов. Ленинградский горный институт, 1989. - С. 37 - 38.
32. Протосеня А. Г., Карасев М. А., Беляков Н. А. Особенности расчета обделок подземных сооружений в пространственной постановке //Проектирование, строительство и эксплуатация подземных сооружений транспортного назначения. – 2021. – С. 204-215.
33. 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. – №. 2. – С. 215-228.

34. Латышев, О.Г. Методические основы прогноза устойчивости подземных выработок //Проектирование, строительство и эксплуатация комплексов подземных сооружений. – 2019. – С. 239-246.

35. Лебедев, М. О., Романевич К. В. Применение риск-ориентированного подхода при строительстве и эксплуатации транспортных тоннелей //Метро и тоннели. – 2019. – №. 4. – С. 20-22.

36. Лебедев, М. О., Романевич К. В. Определение напряженного состояния обделки при реконструкции транспортных тоннелей //Геотехника. – 2019. – Т. 11. – №. 4. – С. 42-55.

37. Фомченкова, Д.И. Строительство станций метрополитена колонного типа глубокого заложения в условиях стесненной городской среды //актуальные исследования. – 2022. С. 43.

38. Харченко, И.Я. и др. Особенности проектирования, строительства и эксплуатации тоннелей метрополитена и притоннельных сооружений в условиях плотной городской застройки //Транспортные сооружения. – 2019. – Т. 6. – №. 3. – С. 31-31.

39. Волохов, Е.М., Мукминова Д.З. Оценка деформаций при строительстве эскалаторных тоннелей метрополитена способом искусственного замораживания грунтов для стадии формирования ледопородного ограждения //Записки Горного института. – 2021. – Т. 252. – С. 826-839.

40. Матюхова, О. С., Манько А. В. Методика применения одномерных и двумерных элементов при математическом моделировании обделки тоннеля метрополитена //Инженерный вестник Дона. – 2022. – №. 7 (91). – С. 440-450.

41. Тер-Мартиросян, З. Г., Ванина Ю. В. Напряженно-деформированное состояние грунтового массива в четверти плоскости под воздействием полосовой нагрузки //Вестник МГСУ. – 2020. – Т. 15. – №. 11. – С. 1505-1512.

42. Пастушков, В. Г. и др. Контроль несущих конструкций транспортно-пересадочного узла метрополитена //Транспорт. Транспортные сооружения. Экология. – 2021. – №. 4. – С. 64-76.

43. Ставрогин, А.Н. Пластичность горных пород / А.Н. Ставрогин, А.Г. Протосеня. – Москва: Недра. – 1979. – с.301.

44. Ставрогин, А.Н. Исследование предельных состояний и деформации горных пород // Физика Земли. – №12. – 1969. – с.54-69.

45. Ставрогин, А.Н. Прочность горных пород и устойчивость выработок на больших глубинах / А.Н. Ставрогин, А.Г. Протосеня // М.: Недра. – 1985. – с.271.

46. Ставрогин, А.Н. Экспериментальная физика и механика горных пород / А.Н. Ставрогин, Б.Г. Тарасов // СПб.: Наука. – 2001. – с.271.

47. Тимошенко, С. П., Гудьер Дж. Теория упругости. М.: Наука, 1975. 576 с.

48. Мальков, В. М. Основы математической нелинейной теории упругости. СПб., 2002. 216 с.

49. Unger D. J. Similarity solution of the Flamant problem by means of a one — parameter group transformation // J. of Elasticity. Vol. 66. N 1. 2002. P. 93 — 97.

50. Расчет конструкций на упругом основании. Горбунов-Посадов М.И., Маликова Т.А. Стройиздат, 1973.

51. Клейн, Г.К. Расчет подпорных стен. Высшая школа.1968.

52. Герцеванов, Н.М. Современное состояние и задачи развития науки об основаниях и фундаментах сооружений и механики грунтов // Изв. АН СССР. ОТН. 1950. № 5. С. 641-645.

53 К. Е. Егоров, “Контактная задача для упругого слоя при действии внецентренной вертикальной силы на круглый жесткий штамп”, *Докл. АН СССР,* (1960), 781–784.

54. С.П. Тимошенко. Механика материалов. Москва : Лань, 2002. - 669 с.

55. Бурлаков В.Н., Тер-Мартиросян А.З. Дилатансия, влияние на деформируемость - М., Сборник трудов юбилейной конференции посвященной 80-летию кафедры механики грунтов, 110-летию со дня рождения Н.А. Цытовича, 100-летию со дня рождения С.С. Вялова, Москва, Россия, 2010, ее. 73-84.

56. Бровко, Г.Л. Некоторые подходы к построению определяющих соотношений пластичности при больших деформациях // Упругость и неупругость. М.: Изд-во МГУ, 1987. С. 68–81.
57. Бровко, Г.Л. Понятия образа процесса и пятимерной изотропии свойств материалов при конечных деформациях // ДАН СССР. 1989. Т. 308. № 3. С. 565–570.
58. Hou, F. A creep constitutive model for frozen soils with different contents of coarse grains/ F. Hou, Y. Lai, E. Liu, H. Luo, X. Liu // Cold Regions Science and Technology. – 2018. – Vol.145. – P.119-126.
59. Zhu, Z.Y. A creep model for frozen sand of Qinghai-Tibet based on Nishihara model / Z.Y. Zhu, F. Luo, Y.Z. Zhang, D.J. Zhang, J.L. He // Cold Regions Science and Technology. – 2019 – Vol.167. – P.102843.
60. Wang, S. A simple rheological element based creep model for frozen soils / S. Wang, J. Qi, Z. Yin, J. Zhang, W. Ma // Cold Regions Science and Technology. – 2014. –Vol. 106. – P.47-54.
61. Liao, M. A fractional order creep constitutive model of warm frozen silt / M. Liao, Y. Lai, E. Liu, X. Wan // Acta Geotechnica. – 2017 – Vol.12. – No.2. – P.377-389.
62. Yao, X. A frozen soil creep model with strength attenuation / X. Yao, J. Qi, M. Liu, F. Yu // Acta Geotechnica. – 2017. – Vol.12. – No.6. – P.1385-1393.
63. Xu G. A triaxial creep model for frozen soil based on hypoplasticity / G. Xu, W. Wu, J. Qi // European Journal of Environmental and Civil Engineering. – 2017. – P.1-12.
64. Wang, P. A macro-micro viscoelastic-plastic constitutive model for saturated frozen soil/ P. Wang, E. Liu, B. Zhi, B. Song // Mechanics of Materials. – 2020. – Vol.147. – P.103411.
65. Liu, E. Thermo-poromechanics-based viscoplastic damage constitutive model for saturated frozen soil. / E. Liu, Y. Lai // International Journal of Plasticity. – 2020. – Vol. 198. – P.102683.
66. Neaupane, K.M. Simulation of a fully coupled thermo–hydro–mechanical system in freezing and thawing rock / K.M. Neaupane, T. Yamabe, R. Yoshinaka // International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. – 1999. – Vol.36. – No.5. – P.563-580.

67. Neaupane, K.M. A fully coupled thermo-hydro-mechanical nonlinear model for a frozen medium / K.M. Neaupane, T. Yamabe // Computers and Geotechnics. – 2001. – Vol.28. – No.8. – P.613-637.

68. Coussy, O. Poromechanics/ O. Coussy. – Chichester: John Wiley & Sons, 2004. – 315p.

69. Zhou J., Zhao W., Tang Y. Practical prediction method on frost heave of soft clay in artificial ground freezing with field experiment // Tunnelling and Underground Space Technology. ‑2021. ‑ Т . 107. ‑статья № 103647.

70. Zhou X.-M. FEM simulation on artificial freezing of seepage ground // Journal of China University of Mining and Technology. ‑2005. –Т. 15, № 4. –С. 370-375.

71. Zhou M.M., Meschke G. A three-phase thermo-hydro-mechanical finite element model for freezing soils // International journal for numerical and analytical methods in geomechanics. ‑2013. –Т. 37. ‑С. 3173-3193.

72. Безродный, К.П. Особенности деформирования протерозойских глин / К.П. Безродный, С.Н. Сильвестверов, Ю.М. Карташов // Ж. Метрострой. –№ 6. – 1982. – с.16.

73. Болдырев, Г.Г. Методы определения механических свойств грунтов // Пенза. – ПГУАС. – 2008. – 696 с.

74. Дашко, Р.Э. 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.

75. Дашко, Р.Э. Геотехника и подземная микробиота / Р.Э. Дашко, Д.Ю. Власов, А.В. Шидловская // Санкт-Петербург: Институт “ПИ Геореконструкция,”. – 2014. – с.280.

76. Шашкин, А.Г. Теоретические и методологические основы обеспечения безопасности строительства и эксплуатации зданий и сооружений в сложных инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга // Дисс. на соискан. уч. степени д. г.- м. н. – 2011. – с.398.

77. Ставрогин, А.Н. Пластичность горных пород / А.Н. Ставрогин, А.Г. Протосеня. – Москва: Недра. – 1979. – с.301.

78. Шашкин, А.Г. Теоретические и методологические основы обеспечения безопасности строительства и эксплуатации зданий и сооружений в сложных инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга // Дисс. на соискан. уч. степени д. г.-м. н. – 2011. – с.398.

79. Benz, T.A. Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences: PhD thesis / Benz Thomas. – Stuttgart, 2007. – 193p.

80. Benz, T.A Lode angle dependent formulation of the hardening soil model / T.A. Benz, M. Wehnert, P.A. Vermeer // In Proceedings of the 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics. – 2008. – pp.653-660.

81. Brinkgreve, R.B.J. Selection of soil models and parameters for geo technical engineering application // Soil Constitutive Models: Evaluation, Selection, and Calibration. American Society of Civil Engineers. – Vol. 128. – 2005. – pp.69–75.

82. Potts, D.M. Finite element analysis in geotechnical engineering: theory / D.M. Potts, L. Zdravkovic // Thomas Telford. – London. – 1999. – 500p.

83. Schanz, T. The hardening soil model: Formulation and verification / T. Schanz, P.A. Vermeer, P.G. Bonnier // In beyond 200 in Computational Geotechnics. – 1999. – pp. 281-296.

84. Vermeer, P.A. Non_associated plasticity for soils, concrete and rock // Heron. – №29(3). – 1984. – 62p.

85. Schanz, T. The hardening soil model: Formulation and verification / T. Schanz, P.A. Vermeer, P.G. Bonnier // In beyond 200 in Computational Geotechnics. – 1999. – pp. 281-296.

86. Roscoe, K.H. On the generalized stress-strain behavior of wet clay / K.H. Roscoe, J.B. Burland // Engineering plasticity / ed. by J. Heyman, F.A. Leckie. – Cambridge: The University press. – 1968. – pp.535–609.

87. Schofield A. Critical State Soil Mechanics / A. Schofield, P. Wroth // Lecturers in Engineering at Cambridge University. – 1968. – 228 p.
88. Al-Tabbaa, A. An experimentally based bubble model for clay / A. Al-Tabbaa, D.M. Wood // Proc. 3rd Int. Symp. Num. Models Geomech. – Niagara Falls, Canada. – 1989. – pp. 90-99.
89. Mróz, Z. On the description of anisotropic workhardening // J. Mech. Phys. Solids. – Vol.15,no.3. – 1967. – pp.163-175.
90. Wood, D.M. Soil behaviour and critical state soil mechanics // Cambridge University Press. – 1990. – 462 p.
91. Lagioia, R. On the existence of a unique class of yield and failure criteria comprising Tresca, von Mises, Drucker-Prager, Mohr-Coulomb, Galileo-Rankine, Matsuoka-Nakai and Lade-Duncan / R.Lagioia, A. Panteghini // Proc R Soc A – Vol. 472(2185). – 2016 – DOI:10.1098/rspa.2015.071.
92. Jinsong, H. Return Mapping Algorithms and Stress Predictors for Failure Analysis in Geomechanics / H.Jinsong, D.V. Griffiths // Article in Journal of Engineering Mechanics. – 2009. – DOI: 10.1061/_ASCE_0733-9399_2009_135:4.
93. Баклашов, И.В. Деформирование и разрушение породных массивов // М.: Недра. – 1988. – с.208.
94.Биргер, И.А. Сопротивление материалов / И.А. Биргер, Р.Р. Мавлютов // М.: Наука. – 1986. – с.560.
95.Джегер, Ч. Механика горных пород и инженерных сооружений // М.: Мир. – 1974. – с. 256.
96. Hudson, J.A. Rock Engineering Risk / J.A. Hudson, X.-T. Feng // Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. – London: CRC Press/Balkema. – 2015. – 572p. – doi:10.1016/j. jrmge.2015.06.001.
97. Lebedev, A.A. Development of the theories of strength in the mechanics of materials // Strength Mater. – 42(5). – 2010. – pp. 578–592.
98. Pisarenko, G.S. Deformation and strength of materials under complex stress / G.S. Pisarenko, A.A. Lebedev // Naukowa Dumka. – Kiev. – 1976.

99. Yu, M.H. Unified strength theory and its applications // Springer. – Berlin. – 2004. – 263p.

100. Altenbach, H. Erweiterte Deformationsmodelle und Versagenskriterien der Werkstoffmechanik / H. Altenbach, A. Zolochevsky // Dt. Verl. für Grundstoffindustrie. – Stuttgart. – 1995. – p.172.

101. Kolupaev, V.A. Equivalent stress concept for limit state analysis / V.A. Kolupaev // Springer. – Structmat. – Vol. 86. – 2018. – P. 374. doi.org/10.1007/978-3-319- 73049-3.

102. Mang, H.A. Hofstetterg festigkeitslehre // Aktualisierte Auflage edn. SpringerVieweg. – Berlin. – 4. – 2013. – p. 486.

103. Matsuoka, H. Stress-deformation and strength characteristics of soil under three different principal stresses / H. Matsuoka, T. Nakai // Proc. JSCE 232. – 1974. – pp.59- 70.

104. Nakai, T. Shear behaviors of sand and clay under three-dimensional stress condition / T. Nakai, H. Matsuoka // Soils and Foundations. – Vol.23. – 1983. – pp.87- 105.

105. Hencky, H. Zur theorie plastischer Deformationen und der hierdurch im Material // hervorgerufenen. – Nachspannungen. – ZAMM 4(4). – 1924. – pp. 323–334.

106. Шмидт, Р. О зависимости между напряжениями и деформациями в области упрочнения // М.: Изд. иностр. лит. – 1948. – с.256.

107. Зарецкий, Ю.К., Статика и динамика грунтовых плотин / Ю.К. Зарецкий, В.Н. Ломбардо // Изд.: Энергоатомиздат. – 1983. – с.247-252.

108. Koiter, W.T. General theorems for elasto-plastic solids // Prog. Solid Mech. – North-Holland Publ. Company. – 1960. – p.117-126.

109. Ильюшин, А.А. Пластичность: Упруго-пластические деформации // 3-е изд. – URSS. – 2018. – с.392.

110. Ставрогин, А.Н. Пластичность горных пород / А.Н. Ставрогин, А.Г. Протосеня. – Москва: Недра. – 1979. – с.301.

111. Brinkgreve, R.B.J. Selection of soil models and parameters for geo technical engineering application // Soil Constitutive Models: Evaluation, Selection, and Calibration. American Society of Civil Engineers. – Vol. 128. – 2005. – pp.69–98. Potts,

D.M. Finite element analysis in geotechnical engineering: theory / D.M. Potts, L. Zdravkovic // Thomas Telford. – London. – 1999. – 500p.

112. Schanz, T. The hardening soil model: Formulation and verification / T. Schanz, P.A. Vermeer, P.G. Bonnier // In beyond 200 in Computational Geotechnics. – 1999. – pp. 281-296.

113. Vermeer, P.A. Non_associated plasticity for soils, concrete and rock // Heron. – №29(3). – 1984. – 62p.

114. Jinsong, H. Return Mapping Algorithms and Stress Predictors for Failure Analysis in Geomechanics / H. Jinsong, D.V. Griffiths // Article in Journal of Engineering Mechanics. – 2009. – DOI: 10.1061/_ASCE_0733-9399_2009_135:4.

115. Oh, S. An anisotropic hardening constitutive model for dilatants soils. Prediction, analysis and design in geomechanical applications / S. Oh, T.K. Kim, H.I. Park // The 11th Conf. of IACMAG. Torino. – Vol.1. – 2005. – pp. 441-448.

116. Zienkiewicz, O.C., Elasto-plastic solutions of engineering problems The initial stress finite element approach / O.C. Zienkiewicz, S. Valliapan, I.P. King // Int. J. Numer. Methods Eng. – 1969. – pp.75–100.

117. Simo, J.C. Computational inelasticity. In Interdisciplinary Applied Mathematics / J.C. Simo, T.J.R Hughes // Springer, New York, NY, USA. – Vol.7. – 2006.

118. Nayak, G.C. Convenient forms of stress invariants for plasticity / G.C. Nayak, O.C. Zienkiewicz // Proceedings of the ASCE Journal of the Structural Division – vol. 98. – no. ST4. – 1972. – pp. 949–954.

119. Zienkiewicz, O.C., Elasto-plastic solutions of engineering problems The initial stress finite element approach / O.C. Zienkiewicz, S. Valliapan, I.P. King // Int. J. Numer. Methods Eng. – 1969. – pp.75–100.

120. Owen, D.R.J. Finite elements plasticity: Theory and Practice Department of Civil Engineering / D.R.J. Owen, E. Hinton // University College of Savansea. U.K. – Pineridge Press Limited Swansea. – 1980. – p.604.

121. Simo, J.C. Consistent tangent operators for2 rate-independent elastoplasticity / J.C. Simo, R.L. Taylor // Comput. Methods Appl. Mech. Eng. – 48(3). – 1985. – pp.101– 118.

122. Huang, J. Observations on return mapping algorithms for piecewise linear yield criteria / J. Huang, D.V. Griffiths // Int. J. Geomech. – 8(4). – 2008. – pp.253–265.
123. Simo, J.C. Computational inelasticity. In Interdisciplinary Applied Mathematics / J.C. Simo, T.J.R Hughes // Springer, New York, NY, USA. – Vol.7. – 2006.
124. Jinsong, H. Return Mapping Algorithms and Stress Predictors for Failure Analysis in Geomechanics / H. Jinsong, D.V. Griffiths // Article in Journal of Engineering Mechanics. – 2012.
125. Болдырев, Г.Г. Определение параметров моделей грунтов / Г.Г. Болдырев, И.Х. Идрисов, Д.Н. Валеев // Основания, фундаменты и механика грунтов. –№3. – 2006. – с.1–14.
126. Болдырев, Г.Г. Интерпретация результатов лабораторных испытаний с целью определения деформационных характеристик грунтов /Г.Г. Болдырев, В.В. Мельников, Г.А. Новичков // Инженерные изыскания. – № 5–6. – 2014. – с. 98– 105.
127. Карасев, М.А. Прогноз геомеханических процессов в слоистых породных массивах при строительстве подземных сооружений сложной пространственной конфигурации в условиях плотной городской застройки: дис. … д-ра техн. наук: 25.00.20 // Санкт-Петербург. – 2017. – с.307.
128. Киреева, В.И. Оценка сдвижений и деформаций горных пород при сооружении перегонных тоннелей большого диаметра тоннелепроходческими механизированными комплексами в сложных горно-геологических условиях: дис. … канд. техн. наук: 25.00.16 // Санкт-Петербург. – 2016. – с.198.
129. Мельников, Р.В. Калибровка параметров модели Hardening Soil по результатам лабораторных испытаний в программе SoilTest / Р.В. Мельников, Р.Х. Сагитова // Академический вестник Уралниипроект РААСН. – № 3. – 2016. – с.79–83.
130. Строкова, Л.А. Определение параметров для численного моделирования поведения грунтов // Известия Томского политехнического университета. – Т.313 – №1 – 2008. – с.69–74.

131. Тер-Мартиросян, А.З. Особенности определения параметров современных моделей грунта в ходе лабораторных испытаний /А.З. Тер-Мартиросян, А.Ю. Мирный, Е.С. Соболев // Геотехника. – №1. – 2016. – с.66—72.

132. Dassault Systèmes. Abaqus 6.10 Analysis User's Manual. Volume II: Analysis [электронный ресурс] / Dassault Systèmes – 2016. – 1241 p. – Режим доступа: 143https://www.sharcnet.ca/Software/Abaqus610/Documentation/docs/v6.10/pdf_books /ANALYSIS_2.pdf.

133. Brinkgreve, R.B.J. Selection of soil models and parameters for geo technical engineering application // Soil Constitutive Models: Evaluation, Selection, and Calibration. American Society of Civil Engineers. – Vol. 128. – 2005. – pp.69–98.

134. Schanz, T. The hardening soil model: Formulation and verification / T. Schanz, P.A. Vermeer, P.G. Bonnier // In beyond 200 in Computational Geotechnics. – 1999. – pp. 281-296.

135. Vermeer, P.A. Formulation and analysis of sand deformation problems // PhD thesis. – Delft University of Technology. – 1980. – 142p.

136. Vermeer, P.A. A double hardening model for sand // Geotechnique. – 28(4). – 1978. – 413p.

137. Marcher, T. Macromodelling of softening in non-cohesive soils / T. Marcher, P.A. Vermeer // Continuous and discontinuous modelling of cohesive-frictional materials. – vol.568. – 2001. – pp.129-170.

138. Moller, S.C. NATM-tunnelling in softening stiff clays and weak rocks / S. Moller, P. A. Vermeer, T. Marcher // In Numerical Models in Geomechanics: Proceedings of the 9th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics. – Taylor & Francis. – 2004. – pp. 407-414.

139. Kondner, R.L. A hyperbolic stress strain formulation for sands / R.L. Kondner, J.S. Zelasko// 1963. – pp.289–324.

140. Hardin, B.O. Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves / B.O.Hardin, V.P. Drnevich // Proc. ASCE: Journal of Soil Mechanics and Foundations Division. – 98. – 1972. – pp.667-692.

141. Santos, J.A. Reference threshold shear strain of soil. Its application to obtain a unique strain-dependent shear modulus curve for soil / J.A. Santos, A.G. Correia // In proceedings 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Istanbul, Turkey. – Vol.1. – 2001. – pp.267-270.
142. Wehnert, M. Ein Beitrag zur drainerten und undrainierten analyse in der Geotechnik / PhD thesis. – Universitat Stuttgart, Institut fur Geotechnik. – 2006. – 2p.
143. Soreide, O.K. Mixed hardening models for frictional soils / PhD thesis. – Norwegian University of Science and Technology, Trondheim, Norway. – 1990.
144. Li, X.S. Dilatancy for cohesionless soils / X.S. Li, Y.F. Dafalias // Geotechnique. – 50(4). – 2000. – pp. 449-460.
145. Астраханов, Б.Н. Тенденции развития технологий устройства ограждений котлованов в условиях плотной городской застройки. – Основания, фундаменты и механика грунтов, № 4, 2002. – с. 4-8.
146. Аугусти, Г., Баратта А., Кашиати Ф. Вероятностные методы в строительном проектировании. – М.: Стройиздат, 1988. – с. 584.
147. Бабелло, В.А., Шестакова О.Н. Об одном подходе к выбору модели грунта для геотехнических расчётов. – Инженерная геология, № 2, 2011. – с. 26 – 29.
148. Байбурин, А.Х. Комплексная оценка качества возведения гражданских зданий с учётом факторов, влияющих на их безопасность. Дисс… доктора техн. наук. – С. - Птб.: ЮУГУ, 2012. – с. 407.
149. Башмаков, В.М., Мостков В.М. Высокие технологии строительства тоннелей/ Новое в отечественном и зарубежном подземном строительстве - Приложение к журналу Подземное пространство мира. – М.: 1996.
150. Безродный, К.П., Крюковский Ю.А., Голицынский Д.М. и др. Новая конструкция набрызг-бетонной обделки. – Метро и тоннели, № 1, 2009. – с. 24-26.
151. Мацегора, А.Г., Лебедев М.О. Технологии строительства станций метрополитена в условиях плотной городской застройки. Труды Международной конференции по геотехнике «Развитие городов и геотехническое строительство».

Санкт-Петербург, 16-19 июня 2008 г. Под ред. В.М. Улицкого. Том 4. – С.-Пб., Издательство «Георекострукция-Фундаментпроект», 2008. с. 555-560.

152. Безродный, К.П., Мацегора А.Г., Осокин А.И. Примеры инъекционных работ в слабых грунтах в Санкт-Петербурге. Международная научно-техническая конференция «Освоение подземного пространства городов: преодоление сложных геологических и градостроительных условий», Москва, 23-24 октября 2007 г. – М.: Метро и тоннели, 2007. – с.131-136.

153. Кулагин, Н.И., Безродный К.П., Крюковской Ю.А. Результаты геотехнического мониторинга сопровождения строительства тоннелей в зоне «Размыв» метрополитена СПб. – Метро и тоннели, № 3, 2004. – с. 17-18.

154. Мазеин, С.В. Измерение технологических параметров щитовой проходки транспортных тоннелей. – Метро и тоннели, № 2, 2009. с. 8.

155. Мазеин, С.В. Контроль инъекционного давления твердеющего раствора за обделкой тоннеля и проходческим щитом. – Горное оборудование и электромеханика, № 11, 2009. с. 41 – 45.

156. Мазеин, С.В. Обоснование расчётных сопротивлений трения грунта и тоннельной обделки продвижению щитовой машины. – Горное оборудование и электромеханика, № 11, 2010. с. 2 – 8.

157. Мазеин, С.В., Павленко А.М. Влияние текущих параметров щитовой проходки на осадку поверхности. – Горный информационно-аналитический бюллетень, № 11, 2007. с. 133 – 138.

158. Панкратенко, А.Н. Современные технологии строительства выработок в условиях плотной городской застройки. - Горный информационно-аналитический бюллетень, № 12, 2004. – с. 203-206.

159. Панкратенко, А.Н., Нгуен К.Х., Самаль А.С., Бегалинов А.Б., Амантолов Д.Б. Математическое моделирование влияния технологии строительства микротоннелей методом прокола на напряженное состояние вмещающего массива и конструкцию крепи существующего тоннеля. - Горный информационно-аналитический бюллетень, № 11, 2015. – с. 252-258.

160. Стешенко, В.И., Плешко М.С. Проблемы совместной работы надземных и подземных сооружений. Транспорт: наука, образование, производство (Транспорт-2020). - Ростов-на-Дону, 2020.

161. Чеботаев, В.В., Никоноров В.Б., Щекудов Е.В. Прогнозирование деформаций грунтового массива, зданий и сооружений при проходке Серебряноборских тоннелей. – Метро и тоннели, № 2, 2005. – с.34–35.

162. Chen C.H., Tsai Y.C., Wen T.R. Back analysis for a deep excavation in Taipei MRT Underground Station. //Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Alexandria, Egypt, 5–9 October 2009. – Alexandria, IOS Press, 2009. – p.1957-1960.

163. Mazein, S.V., Pankratenko A.N., Polyankin A.G., Sharshova E.A., 2019. Soil improvement in tunnel face using foam reagents in EPB TBM. Tunnels and underground cities: engineering and innovation meet archaeology, architecture and art, Proceedings of the World tunnel Congress and the 45th General Assembly of the International tunnelling and underground space association, Naples, Italy, 2019, pp. 2663-2670.

164. Копейко, В.Я. Опыт строительства подземных помещений способом «стена в грунте». – Основания, фундаменты и механика грунтов, № 3, 1973.

165. Мещеряков, А.Н., Хейфец В.Б. Противофильтрационные и несущие стенки в грунте. – М.: Энергия, 1969.

166. Рекомендации по технологии устройства подземных сооружений методом «стена в грунте». – М.: ЦИНИС Госстроя СССР, 19.

167. Фёдоров, Б.С., Смородинов М.И. Строительство подземных сооружений методом «стена в грунте» - Механизация строительства, № 7, 1973.

168. Фёдоров, В.С., Смородинов М.И. «Стена в грунте» - прогрессивный способ строительства. – М.: Стройиздат, 1975.с. 32-73.

169. Ястребов, П.И. «Стена в грунте» из буросекущихся свай — преимущества и область применения. — М.: Подземное строительство России на рубеже XXI века. Труды конференции, 2000, стр. 387-390.

170. Зеге, С.О., Маковский Л.В. Эффективная технология возведения «стен в грунте» при строительстве подземных сооружений. - М.: ТИМР, Подземное пространство мира, 1996, № 5, стр. 13-15.
171. Колыбин, И.В. Подземные сооружения и котлованы в городских условиях – опыт последнего десятилетия. Труды юбилейной конференции, посвящённой РОМГГиФ. Российская геотехника – шаг в XI век. Москва, 15 – 16 марта 2007 г. Том I. – М.: РОМГГиФ, 2007, - с. 114-153.
172. Маковский, Л.В. Подготовка инженеров и научных работников в области тоннелестроения в МАДИ (ГТУ). – Метро и тоннели, № 3, 2003. – с. 46-47.
173. Джантимиров, Х.А., Крастелев В.Г., Крючков С.А., Нистратов В.М. Геотехническая технология на основе электрохимического взрыва и оборудование для её реализации. – Основания, фундаменты и механика грунтов, № 5, 2005. – с. 17-21.
174. Бройд, И.И. Струйная геотехнология. – М.: Издательство АСВ, 2004. – 448 с.
175. Зеге, С.О., Бройд И.И. Совершенствование технологии строительства заглублённых сооружений (московский метод). //Труды международной конференции по геотехнике «Геотехнические проблемы мегаполисов». Москва, 7-10 июня 2010 г. Под редакцией В.П. Петрухина, В.М. Улицкого, И.В. Колыбина, М.Б. Лисюка, М.Л. Холмянского. Том 4. – Москва, ПИ «Георекнструкция», 2010. – с. 1433-1436.
176. Малинин, А.Г. Ограждение котлованов с помощью технологии струйной цементации грунтов. – Метро и тоннели № 2, 2004.
177. Меркурьев, М.Е., Денисов О.Л. Современные геотехнологии нулевого цикла в условиях плотной городской застройки (проблемы, области применения, преимущества и недостатки). Труды Международной конференции по геотехнике «Развитие городов и геотехническое строительство». Санкт-Петербург, 16-19 июня 2008 г. Под ред. В.М. Улицкого. Том 4. – С.-Пб., Издательство «Георекнструкция-Фундаментпроект», 2008. - с. 605-609.

178. Черняков, А.В. Опыт строительства обхода Лефортово по тоннельно-эстакадному варианту. – Метро и тоннели, № 5, 2003. – с. 10-15.
179. Юркевич, П.Б., Суханов С.С. Международный отель "Ritz Carlton" на улице Тверской (г. Москва). Трудная реализация сложнейшего проекта. — М.: ТИМР, Подземное пространство мира, 2005, № 3-4, стр. 7-23.
180. Briaud, J.-L., Rutherford C.J. Excavation support using deep mixing technology. \\ Proceedings of the International Geotechnical Conference «Geotechnical challenges in megacities». Moscow, 7-10 June 2010. Volume 1. Edited by V.P. Petrukhin, V.M. Ulitsky, I.V. Kolybin, M.V. Lisyuk, M.L. Kholmyansky. – Moscow, GRF, 2010. – p.29-54.
181. Бучацкий, Г.В., Зайцев А.Н., Черняков Е.В. и др. Опыт строительства подземных частей зданий по схеме «сверху вниз». – Основания, фундаменты и механика грунтов, № 4, 2001, с. 24-28.
182. Зеге, С.О., Бройд И.И. Совершенствование технологии строительства заглублённых сооружений (московский метод). //Труды международной конференции по геотехнике «Геотехнические проблемы мегаполисов». Москва, 7-10 июня 2010 г.
183. Зеге, С.О., Маковский Л.В. Эффективная технология возведения «стен в грунте» при строительстве подземных сооружений. //Труды международной конференции по геотехнике «Геотехнические проблемы мегаполисов». Москва, 7-10 июня 2010 г.
184. Бочаров, С.В. НАТМ. Опыт применения в Москве. – Метро и тоннели, № 5, 2003. – с. 24-26.
185. Recommendations and Guidelines for Tunnel Boring Machines (TBMs). – ITA-AITES, 2000. – p. 118.
186. Nguyen, Duc Toan. TBM and Lining Essential Interfaces. Diss… Master in Tunnelling and Tunnel Boring Machines. – Turin, Italy, Politecnico di Torino, 2006. – p. 174.

187. Руководство по проектированию и строительству тоннелей щитовым методом. Перевод с английского с дополнениями и комментариями В.Е. Меркина и В.П. Самойлова. – М.: Метро и тоннели, 2009. – 448 с.

188. Hagedorn, T. Driving technology. – Tunnels &Tunnelling International, July 2002. –p. 24-26.

189. Japanese standard for shield tunneling. Japan Society of Civil Engineers. The third edition. – JSCE, 1996.

190. New recommendation on Choosing mechanized tunneling techniques. French Tunnelling and Underground Engineering Association. – AFTES, 2000.

191. Recommendations and Guidelines for Tunnel Boring Machines (TBMs). – ITA-AITES, 2000. – p. 118.

192. Книгина, Д. А. // Профессиональный журнал ОАО «Мосинжпроект» «Инженерные сооружения». № 2, 2013. – С. 12-13.

193. Королев, М.В. Примеры и причины аварий зданий и сооружений в г. Москве. – Методическое пособие. М.: МГСУ, 1998. – 80 с.

194. В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин Геотехническое сопровождение развития городов (практическое пособие по проектированию зданий и подземных сооружений в условиях плотной застройки): «Стройиздат Северо-Запад», Группа компаний «Георекнструкция» - СПб. 2010. – С.41-51.

195. Колыбин, И.В. Уроки аварийных ситуаций при строительстве котлованов в городских условиях. – Развитие городов и геотехническое строительство, № 12. СПб: Издательство «Георекнструкция-Фундаментпроект», 2008. – С 90-124.

196. Меркин, В.Е. Скоростное восстановление строящихся тоннелей при нештатных ситуациях // Научно-технический и производственный журнал «Транспортное строительство». №8,2014. - С.18-22.

197. Петрухин, В.П. Геотехнические проблемы строительства в Москве – крупнейшем мегаполисе России. – Геотехнические проблемы мегаполисов. СПб. Издательство «Группа компаний Георекнструкция», 2010. Т.1 – 259 с.

198. В.Е. Меркин, А.А. Пискунов, И.Я. Харченко, И.Н. Хохлов, Е.А. Хотеев, Д.В. Устинов «Нестандартные решения в нештатных ситуациях» // Международная научно-практическая конференция «Современные геотехнологии в строительстве и их научно-техническое сопровождение», Сборник трудов, Часть I. г. Санкт-Петербург, Санкт-Петербургский государственный архитектурностроительный университет, с.414-421. 2014г.

199. Мельчаков, А.П. Габрин К.Э., Мельчаков Е.А.Управление безопасностью в строительстве. Прогнозирование и страхование рисков и аварий зданий и сооружений. - Челябинск, 1996. - с.198.

200. Байбурин, А.Х. Комплексная оценка качества возведения гражданских зданий с учётом факторов, влияющих на их безопасность. Дисс… доктора техн. наук. – С. - Птб.: ЮУГУ, 2012. – с. 407.

201. Дмитриев, С. В. Решение упругой задачи методом конечных элементов. Визуализация тензора напряжений //Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). – 2017. – №. 7. – С. 222-227.

202. Толстопятова, А. В. Применение метода конечных элементов в упруго-пластических задачах //Труды молодых ученых Алтайского государственного университета. – 2011. – №. 8. – С. 125-126.

203. Коврижных, А. М., Серяков В. М., Коврижных С. А. Расчет необратимых деформаций и фронта разрушения на основе сдвиговой модели деформирования материала //Фундаментальные и прикладные вопросы горных наук. – 2014. – Т. 1. – №. 1. – С. 135-140.

204. Каледин, В. О. О математическом моделировании физических полей в сложно построенных массивах горных пород //Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). – 2000. – Т. 10. – С. 15-19.

205. Фадеев, А.Б. Метод конечных элементов в геотехнике. –М.: Недра, 1987. – С. 220.

206. Прогноз устойчивости подземных сооружений в физически нелинейных грунтовых массивах : автореферат дис. ... кандидата технических наук : 25.00.20 /

Иовлев Григорий Алексеевич; [Место защиты: Санкт-Петербургский горный университет]. - Санкт-Петербург, 2020. - 21 с.
207. ГОСТ 12248-2010 "Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости".
208. ГОСТ 25100-2011 "Грунты. Классификация".
209. ГОСТ 30416-2012 "Грунты. Лабораторные испытания. Общие положения".
210. ГОСТ 5180-2015 "Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик".
211. ГОСТ 12071-2014 "Грунты. Отбор, упаковка, транспортирование и хранение образцов".
212. СП II-105-97 "Инженерно-геологические изыскания для строительства".
213. СП 22.13330.2016 "Основания зданий и сооружений".
214. Эксплуатационная документация к комплекту оборудования ООО «НПП «Геотек».
215. Plaxis bv, 2012. Plaxis 2D. Руководство пользователя 2012, НИП-Информатика.
216. Болдырев, Г.Г., 2014. Методы определения механических свойств грунтов с комментариями к ГОСТ 12248-2010. Прондо, Москва.
217. Болдырев, Г.Г., 2014. Интерпретация результатов лабораторных испытаний с целью определения деформационных характеристик грунтов. Инженерные изыскания, №5-6, с. 98-108.
218. Друкер, Д., Прагер В., 1975. Механика грунтов и пластический анализ или предельное проектирование. Механика. МИР, Москва, с. 166-177.
219. Ильичев, В.А., Мангушев Р.А., 2016. Справочник геотехника. АСВ, Москва.
220. Мирный, А.Ю., 2015. Трехосные испытания грунтов: теория и практика. Геомаркетинг, Москва.
221. Строкова, Л.А., 2008. Определение параметров для численного моделирования поведения грунтов. Известия Томского политехнического университета, Т. 313. № 1, с. 69–74.

222. Строкова, Л.А., 2010. Обратная задача определения параметров грунтов методом конечных элементов. Известия высших учебных заведений. Геология и разведка, №2. с. 44-49.

223. Строкова, Л.А., 2013. Определение параметров деформируемости грунтов для упругопластических моделей. Вестник Томского государственного университета, № 367, с. 190–194.

224. Тер-Мартиросян, А.З., Мирный А.Ю., 2017. Преимущества применения современных численных моделей на примере объектов Москвы и Санкт-Петербурга. Материалы докладов XIII Общероссийской научно-практической конференции и выставки «Перспективы развития инженерных изысканий в строительстве в Российской Федерации», с. 513-520.

225. Шапиро, Д.М., 2012. Теория и расчетные модели оснований и объектов геотехники. Научная книга, Воронеж.

226. Brinkgreve, R.B.J., 1994. Geomaterial models and numerical analysis of softening. PhD Thesis. Delft University of Technology Press, Delft.

227. Duncan, J.M., Chang C.-Y., 1970. Nonlinear analysis of stress and strain in soils. ASCE Journal, V. 96(SM5), pp. 1629—1653.

228. Janbu, N., 1963. Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. Proceedings of the 4-th European conference on soil mechanics and foundation engineering. Wiesbaden, pp. 19–25.

229. Сигута, Ю.В. Geoinfo. Информационный ресурс для инженеров-изыскателей. Определение параметров для модели Hardening Soil. Практика.

230. Конюхов, Д.С. Разработка научно-методического обеспечения системы комплексного планирования стратегии реализации технологий городского подземного строительства с учетом геотехнических рисков. Диссертация на соискание ученой степени доктора технических наук.- М.: НИТУ МИСИС, 2023, 431с.

231. Гарбер, В.А., Симонов Н.Н., Кашко Н.Н., Панфилов Д.В. Информационное моделирование в тоннелестроении. – М.: Подземные горизонты, №23, с.4-9.

ПРИЛОЖЕНИЕ

Открытое акционерное общество
«Научно-исследовательский,
проектно-изыскательский институт
«Ленметрогипротранс»

Россия, 191002
Санкт-Петербург,
Большая Московская ул., дом 2
Телефоны: (812) 316-20-22, (812) 571-20-22
Факс: (812) 712-52-52
E-Mail: mail@lmgt.ru

ИНН 7808023308/КПП 784001001
ОГРН 1027809203311
ОКВЭД 71.12 ОКПО 01388325
Филиал ОПЕРУ Банка ВТБ (ПАО)
в Санкт-Петербурге, г.Санкт- Петербург
р/счет 40702810539000004066
кор./счет 30101810200000000704
БИК 044030704

17.02.24 № 3027-01-447
На _____ от _____

СПРАВКА

об использовании результатов исследований в рамках диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук Цюпа Дмитрия Александровича **«Оценка надежности технологических решений при проектировании и строительстве объектов метрополитена с учетом влияния существующей инфраструктуры».**

Научные и практические результаты работы в рамках концепции и комплексной методики оценки надежности технологических решений при проектировании и строительстве объектов метрополитена с учетом влияния существующей инфраструктуры, прошли проверку и рекомендованы к использованию в практике реализации стратегий развития, проектирования и строительства объектов метрополитена с учетом сохранности и эксплуатационной надежности существующих тоннелей метро, попадающих в зону влияния нового строительства

Генеральный директор **В.А.Маслак**

Заместитель генерального директора по научно-исследовательской работе **М.О.Лебедев**

ТА тоннельная ассоциация России
общероссийская общественная организация

Исполнительная дирекция

107078, Москва, Новорязанская ул., дом 16/11,
стр. 1, офис 80.
Тел.: (495) 608-8032; 608-8034. Факс: (495)607- 3276
E-mail: info@rus-tar.ru

ТА-1/04-58 от 13.03.2024г.

СПРАВКА

об использовании результатов исследований в рамках диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук Цюпа Дмитрия Александровича «ОЦЕНКА НАДЕЖНОСТИ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ РЕШЕНИЙ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ И СТРОИТЕЛЬСТВЕ ОБЪЕКТОВ МЕТРОПОЛИТЕНА С УЧЕТОМ ВЛИЯНИЯ СУЩЕСТВУЮЩЕЙ ИНФРАСТРУКТУРЫ».

Научные и практические результаты работы в рамках концепции и комплексной методики оценки надежности технологических решений при проектировании и строительстве объектов метрополитена с учетом влияния существующей инфраструктуры, прошли проверку и рекомендованы к использованию в практике реализации стратегий развития, проектирования и строительства объектов метрополитена с учетом сохранности и эксплуатационной надежности существующих тоннелей метро, попадающих в зону влияния нового строительства.

С Уважением,
Руководитель Исполнительной дирекции
Тоннельной ассоциации России — А. Б. Лебедьков