

Федеральное государственное автономное образовательное учреждение  
высшего образования «Национальный исследовательский технологический  
университет «МИСиС»

*На правах рукописи*

**КОНЮХОВ Дмитрий Сергеевич**

**РАЗРАБОТКА НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКОГО ОБЕСПЕЧЕНИЯ  
СИСТЕМЫ КОМПЛЕКСНОГО ПЛАНИРОВАНИЯ СТРАТЕГИИ  
РЕАЛИЗАЦИИ ТЕХНОЛОГИЙ ГОРОДСКОГО ПОДЗЕМНОГО  
СТРОИТЕЛЬСТВА С УЧЕТОМ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ РИСКОВ**

Специальность 2.5.22

Управление качеством продукции. Стандартизация. Организация  
производства

**ДИССЕРТАЦИЯ**

**НА СОИСКАНИЕ УЧЁНОЙ СТЕПЕНИ ДОКТОРА ТЕХНИЧЕСКИХ НАУК**

Научный консультант:

Доктор технических наук, профессор

Куликова Елена Юрьевна

Москва - 2023

## СОДЕРЖАНИЕ

	№ п.п.	Название	Стр.
Глава	Раздел		
	ВВЕДЕНИЕ		4
I	АНАЛИЗ ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ОСНОВ И ПРАКТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ В ОБЛАСТИ ОБОСНОВАНИЯ СИСТЕМЫ КОМПЛЕКСНОГО ПЛАНРИРОВАНИЯ СТРАТЕГИИ РЕАЛИЗАЦИИ ТЕХНОЛОГИЙ ПОДЗЕМНОГО ГОРОДСКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА		19
1.1	Основные тенденции и закономерности освоения подземного городского пространства с учетом промышленно-экологической безопасности.....		19
1.2	Оценка и анализ основных целевых индикаторов качества ведения подземных работ в условиях природно-техногенной среды.....		32
1.3	Обобщение и систематизация контролируемых параметров качества производства подземных работ с учетом и оценкой организационно-технологической и организационно-экономической надежности и устойчивости производственных процессов		46
	Выводы по I главе		75
II	РАЗРАБОТКА КОНЦЕПЦИИ, НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИХ И СИСТЕМОТЕХНИЧЕСКИХ ПРИНЦИПОВ СОЗДАНИЯ СИСТЕМЫ КОМПЛЕКСНОГО ПЛАНРИРОВАНИЯ СТРАТЕГИИ РЕАЛИЗАЦИИ ТЕХНОЛОГИЙ ПОДЗЕМНОГО ГОРОДСКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА		78
2.1	Обобщение и анализ методологических подходов и современных прогрессивных технологий городского подземного строительства		78
2.2	Анализ факторов, оказывающих влияние на геотехническую систему при применении современных технологических решений освоения подземного пространства		86
2.3	Концептуальные основы создания системы комплексного планирования стратегии реализации технологий подземного городского строительства		120
2.4	Научно-методические и системотехнические принципы синтеза организационно-технических решений технологий подземного городского строительства		126
	Выводы по II-й главе		138
III	РАЗРАБОТКА МЕТОДИЧЕСКИХ ОСНОВ (МЕТОДИК) ИНФОРМАЦИОННО-АНАЛИТИЧЕСКОЙ СИСТЕМЫ УПРАВЛЕНИЯ ПРОЦЕССОМ СТРОИТЕЛЬСТВА ПРОМЫШЛЕННЫХ ОБЪЕКТОВ В УСЛОВИЯХ ПЛОТНОЙ ГОРОДСКОЙ ЗАСТРОЙКИ		141
3.1	Методологические особенности обоснования целевых индикаторов качества ведения подземных работ в условиях природно-техногенной среды при подземном строительстве		141
3.2	Математическое моделирование и модельные исследования технологических деформаций при открытом способе ведения работ		185
3.3	Повышение эффективности организации производства в условиях использования расчётно-эмпирического метода прогнозирования технологических деформаций при открытом способе работ		217
	Выводы по III главе		242
IV	РАЗРАБОТКА ОРГАНИЗАЦИОННО-УПРАВЛЕНЧЕСКОГО МЕХАНИЗМА РЕАЛИЗАЦИИ И ВНЕДРЕНИЯ ИННОВАЦИОННЫХ ТЕХНИКО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ РЕШЕНИЙ В ОБЛАСТИ ПОДЗЕМНОГО ГОРОДСКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА С УЧЕТОМ МИНИМИЗАЦИИ		

	ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ РИСКОВ И ИНТЕРАКТИВНОГО УПРАВЛЕНИЯ ПАРАМЕТРАМИ ТЕХНОЛОГИЙ ГОРНО-СТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ	246
	4.1 Инновационные технико-технологические решения в области подземного городского строительства.....	246
4.2	Организационно-управленческий механизм мониторинга, количественной оценки, анализа и управления геотехнологическими рисками в подземном строительстве.....	254
4.3	Организационно-управленческий механизм контроля технологических параметров производства геотехнических работ и качества строительства. Оперативная корректировка параметров технологии геотехнических работ. Разработка технического регламента.....	293
	Выводы по 4-й главе	297
V	<b>ВЕРИФИКАЦИЯ И АПРОБАЦИЯ РЕЗУЛЬТАТОВ ИССЛЕДОВАНИЙ ПРИ КОМПЛЕКСНОМ ПЛАНИРОВАНИИ И ВЫБОРЕ СТРАТЕГИЙ РЕАЛИЗАЦИИ ТЕХНОЛОГИЙ ПОДЗЕМНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА НА ПРИМЕРЕ ПРОМЫШЛЕННЫХ ОБЪЕКТОВ МОСКВЫ И МОСКОВСКОЙ ОБЛАСТИ</b>	299
5.1	Реализация теоретических основ и практических приложений организационно-технологической и организационно-экономической направленности выполнения производственных процессов с учетом новых системотехнических и научно-методических принципов.....	299
5.2	Разработка комплекса технологических и организационно-управленческих решений в области корректировки методики численного моделирования влияния геотехнологий строительства на существующую застройку с учётом технологических деформаций	345
5.3	Рекомендации по использованию научных результатов и результаты внедрения Выводы по V главе	353 356
	<b>ЗАКЛЮЧЕНИЕ</b>	359
	<b>СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ</b>	265
	Приложение 1. Рекомендации по применению современных технологий подземного строительства в зависимости от неблагоприятных инженерно-геологических процессов и явлений г. Москвы	401
	Приложение 2. Основные достоинства и недостатки «высоких технологий» при строительстве подземных сооружений открытым и полуоткрытым способами	404
	Приложение 3. Ранжирование современных технологий подземного строительства по основной группе критериев	406
	Приложение 4. Ранжирование прогрессивных технологий подземного строительства по дополнительной группе критериев	412
	Приложение 5. Значения деформаций и напряжений грунта при устройстве котлована глубиной 6 м с одним ярусом распорных креплений	416
	Приложение 6. Вычисление коэффициента корреляции Пирсона для модели упрочняющегося грунта «HardeningSoilModel»	420
	Приложение 7. Справка о внедрении	423
	Приложение 8. Список опубликованных научных работ Д.С. Конюхова по теме диссертации (лично и в соавторстве)	426

## **ВВЕДЕНИЕ**

### **Общая характеристика работы**

**Актуальность работы.** Актуальность темы предопределяется назревшей необходимостью ввода в функциональную структуру национальной системы градостроительства инновационных прогрессивных моделей компактного, жизнеспособного города с устойчивым развитием. Этот факт подтверждается мировой практикой развития подземной урбанистики (концепция «Глубокий город»), в основу которого закладывается принцип комплексного (интегрального) подхода к использованию строительных технологий, включая использование геотехнического мониторинга и инновационных технических решений по управлению геотехническим риском в рамках системы соответствующего обеспечения управления в сфере подземного градоустройства.

В последние годы существенно выросли темпы освоения подземного пространства крупных городов. В нашей стране это, в первую очередь, такие города, как Москва, Санкт-Петербург, Екатеринбург и Нижний Новгород. Возрастание объёмов подземного строительства в крупных городах в первую очередь вызвано дефицитом городских территорий. При этом, под землей размещают сооружения различного назначения: инженерные коммуникации, транспортные объекты, торговые и культурно-развлекательные комплексы, помещения общественного питания, коммунально-бытового обслуживания и связи, объекты складского хозяйства и промышленного назначения, помещения подземной части жилых зданий, защитные сооружения гражданской обороны, специальные сооружения и проч.

Москва – наиболее динамично развивающийся мегаполис в РФ. В 2012 году было принято Постановление Правительства Москвы «Об утверждении Перечня объектов перспективного строительства Московского метрополитена в 2012-2020 годах», планирующее, что до конца 2027 года город получит 329 км новых линий и 151 станцию. Сейчас, в рамках этой программы построено

более 50 новых станций метро и порядка 82 км новых линий. Строительные работы ведутся более чем на 300 строительных площадках. При этом задействовано 23 тоннелепроходческих комплекса диаметром 6 м для проходки однопутных тоннелей и 4 ТПМК диаметром 10 м для строительства двухпутных тоннелей.

Программой реновации жилищного фонда в городе Москве предусматривается снос более 5100 жилых домов и строительство на их месте новых жилых микрорайонов с сопутствующими инфраструктурными объектами, что также невозможно без активного использования подземного пространства.

Строительство ведётся в условиях плотной городской, в том числе исторической, застройки, в основном в котлованах, с временным креплением «стена в грунте», и закрытым способом с применением щитов с активным пригрузом забоя. В среднем на 1 пог. км линии строящегося метрополитена приходится порядка 17 – 20 существующих зданий и сооружений. В зоне влияния строящегося котлована в среднем располагается порядка 5-7 зданий, в некоторых случаях их число доходит до 10 – 12. Их не только нужно сохранить, но и обеспечить безопасное и комфортное нахождение в них людей, как на время строительства, так и на весь дальнейший период эксплуатации построенных зданий и сооружений.

На территории Москвы под воздействием техногенных факторов развивается гравитационное и динамическое уплотнение пород, сдвижение пород в массиве, гравитационные процессы, эрозия, гидростатическое взвешивание и сжатие рыхлых водовмещающих пород, механическая и химическая суффозия, а также возможное проявление современных тектонических движений и изменение сейсмических характеристик грунтовых массивов и отдельных их грунтовых составляющих. Наиболее существенное влияние на напряженно-деформированное состояние (НДС) породного массива оказывают: воздействие наземной городской застройки и жизнедеятельность города, строительство и эксплуатация подземных

сооружений, откачка подземных вод и нарушение их инфильтрационного баланса. При этом, более 40 % аварийных ситуаций при новом строительстве является следствием нарушения технологии работ. Только в III квартале 2018 года органами государственного строительного надзора г. Москвы было выдано более 1600 предписаний организациям строительного комплекса в части возведения подземных сооружений, из них 48% касались нарушений безопасности строительства. При строительстве подземных сооружений в условиях плотной городской застройки наибольшую важность приобретает минимизация влияния подземного строительства на НДС породного массива и, как следствие, существующие здания и сооружения.

Таким образом, разработка научно-методического обеспечения системы комплексного планирования стратегии реализации технологий подземного городского строительства с учетом геотехнических рисков и выявление основных технологических параметров строительных и горнопроходческих работ, оказывающих влияние на НДС породного массива, обоснование организационно-управленческого механизма обеспечения сохранности сложившейся застройки, как производной от этого влияния, а также разработка инновационных технических решений, в основу которых заложено минимизация геотехнических рисков являются решением крупной научной проблемы, имеющим важное значение для повышения технико-экономической эффективности подземного строительства и эксплуатационной надежности существующей застройки.

### **Степень проработанности проблемы.**

В основу современной методологии научно-методического обеспечения системы комплексного планирования стратегии реализации технологий подземного городского строительства с учетом геотехнических рисков можно отнести проведенные исследования теоретического и практического плана ряда ученых и исследователей, таких как: Е.В. Потапова, Г.Г. Пивняк, , Г.С. Франкевич, С.Г. Шеина, А.В. Ищенко, В.Л. Беляев, Т.М. Скуратова, Т.Г. Ковалёва, А.В. Марова, Н.Керро, А.И. Осокин, А.Б. Серебрякова, И.Ю.

Зильберова, Е.А. Томашук, Е.А. Король, М.С. Хлыстунов, В.И. Прокопьев, А.А. Лапидус, Д.В. Топчий, И.С. Шевченко, С.А. Ситдиков, А.А. Макаров, И.А. Синянский, Н.И. Манешина, М.Д. Антонов, В.А. Марченко, К.В. Петрова, В. Erofaloff, E. Nenasheva, I Yu, E. Likhachev и др. Исследованию проблем управления технологиями открытого и подземного освоения недр посвящены работы В.В.Ржевского, В.И.Ганицкого, С.С.Резниченко, В.В.Агафонова, Ю.И.Анистратова, А.И.Арсентьева, А.С.Астахова, К.Е.Виницкого, Б.М.Воробьева, В.А.Галкина, В.М.Зыкова, С.Л.Климова, В.Т.Коваля, Ю.Н.Кузнецова, С.С.Лихтермана, Е.В.Петренко, А.А.Петросова, М.А.Ревазова, Ю.В.Шувалова, В.А.Харченко, В.С. Хохряко-ва, М.А.Ястребинского. Проблемам комплексного освоения подземного пространства мегаполисов посвящены исследования ведущих отечественных и зарубежных специалистов: С.Н. Алпатова, С.Н. Власова, Г.Е. Голубева, З. Вайда, М.Г. Зерцалова, А.Ф. Зильбербorda, Б.А. Картозия, Я. Келемена, А.В. Корчака, Е.Ю. Куликовой, А.Н. Левченко, В.Г. Лернера, Л.В. Маковского, В.Е. Меркина, М.М. Папернова, В.В. Поддубного, М.С. Рудяка, В.И. Теличенко, J. Carmody, R. Sterling и др.

На базе доступности и анализа публикаций можно сделать основополагающий вывод, что регулярные системные исследования по теме создания научно-методического обеспечения системы комплексного планирования стратегии реализации технологий подземного городского строительства с учетом геотехнических рисков ведутся в недостаточном объеме, а большая часть предметных публикаций в заявленной области чаще всего носит постановочный характер. Таким образом, практически отсутствуют системные комплексные прикладные исследования в области обоснования стратегии реализации технологий подземного городского строительства в условиях плотной городской застройки с использованием интерактивного управления параметрами геотехнологий строительства на основе данных геотехнического мониторинга и инновационных технических

решений по управлению геотехническим риском и официально признается, что в этой области имеются реальные проблемы.

В сфере организационно-управленческого аспекта проблемы следует отметить, что он связан с искажением основополагающего синергетического принципа – развитие комплексной системы управления и планирования в области технологий подземного строительства объективно не соответствует все возрастающему уровню сложности природно-технической системы «геологическая среда – сооружение».

В публикациях зарубежных авторов отмечена несколько иная картина, которая связана со структурой, масштабами и объемами проводимых более представительных тематических исследований (авторы США, Японии, Финляндии, Китая, Малайзии, Сингапура, Греции, Франции и др.). Особенno следует отметить труды ведущих подземных урбанистов таких как R. Sterling, A. Parriaux, D. Kaliampakos.

К числу системных и комплексных предметных исследований в данной области можно отнести коллективный обзор специальной рабочей группы Международной тоннельной ассоциации (ITA) и обзоры аналогичных форумов Международной ассоциации организаций-исследователей подземного пространства (ACUUS).

Анализ данных публикаций и комплексных предметных исследований говорит о том, что в целевом плане это достижимо при разработке, обосновании и принятии единых стратегических решений, как в индивидуальном, так и в комплексном разрезе, определяющих основные направления развития и управления качеством строительных технологий. В базовую основу стратегического целеполагания в этом случае следует закладывать основные аспекты современной концепция резильентности (сохранения жизнеспособности и адаптации) строительных технологий, которая наряду с концепцией устойчивого развития технологий подземного строительства должна занимать достойное место в системе комплексного планирования стратегии их реализации с учетом геотехнических рисков и

выявлением основных технологических параметров строительных и горнoproходческих работ.

Необходим процесс гармонизации градостроительной деятельности в плане создания максимального потенциала обеспечения стадии так называемого «публичного» управления. Стадии реализации такого потенциала невозможны без дальнейшего развития существующих системных научных обоснований, в том числе и с привлечением и адекватным учетом зарубежного накопленного опыта.

**Цель работы** – развитие методологии комплексного планирования, выбора и обоснования стратегии реализации технологий подземного строительства в условиях плотной городской застройки с использованием интерактивного управления параметрами геотехнологий на основе данных геотехнического мониторинга и инновационных технических решений по управлению геотехническим риском для повышения технико-экономической эффективности производства.

**Основная идея работы** состоит в обосновании стратегии интерактивного управления технологиями подземного строительства, базирующейся на системном подходе, концепции, научно-методических и системотехнических принципах системы комплексного планирования стратегии реализации технологий городского подземного строительства, которая позволяет эффективно и целенаправленно осуществлять плотную городскую застройку с учетом геотехнических рисков.

Такой подход в базисной основе должен заключаться в недопущении негативного технологического влияния на существующие здания и сооружения и обеспечивать приоритет безопасности строительства над всеми другими факторами. Проектируемое строительство не должно ухудшать качество жизни населения и негативно влиять на сложившуюся городскую застройку. Система управления организацией строительства и технологической безопасностью должна иметь возможность корректировки технологических параметров производства работ.

***Задачи работы:***

1. Анализ состояния инновационного сектора строительных технологий и критериев выбора технологий строительства подземных объектов, обеспечивающих минимальное негативное воздействие на НДС породного массива, снижение геотехнических рисков и повышение эксплуатационной надежности сложившейся застройки.

2. Обоснование базисных аспектов управления процессами строительства подземных объектов. Моделирование, с применением современных численных методов, технологических деформаций дневной поверхности при устройстве ограждающих конструкций котлованов методом «стена в грунте» и проходке тоннелей щитовым способом с активным пригрузом забоя.

3. Формирование концепции, основных системотехнических и научно-методических принципов и положений, алгоритма интерактивного управления технологиями строительства подземных объектов на основе данных геотехнического мониторинга и внедрения инновационных технических решений.

4. Обоснование организационно-управленческого механизма мониторинга, количественной оценки, анализа и управления геотехнологическими рисками в подземном строительстве, контроля технологических параметров производства геотехнических работ и качества строительства с проведением оперативной корректировки параметров технологии геотехнических работ (регулирование технологических параметров проходки (давление пригруза забоя, объём тампонажа заобделочного пространства, заполнение защитового пространства) по результатам мониторинга за технологическими деформациями зданий на поверхности при ведении горно-строительных работ) и т.д.

5. Разработка механизма повышения конкурентоспособности подземных строительных геотехнологий и рекомендаций по использованию теоретических и практических результатов исследований. Оценка технико-

экономического эффекта от внедрения метода интерактивного управления параметрами геотехнологий на объектах Московского метрополитена.

**Научная новизна:**

1. Скорректированы и адаптированы применительно к строительным технологиям и технологиям строительства подземных объектов понятия «стратегия реализации строительных технологий» и «интерактивного управления технологическими параметрами горнoproходческих работ», как системы организационно-управленческих решений с учетом инновационной составляющей и минимизацией случайных факторов, представленных в виде функциональных зависимостей технологических деформаций существующей застройки, определяемых в процессе геотехнического мониторинга, от параметров технологии подземных работ.

2. Разработаны целевые функции критериев-индикаторов качества технологий горностроительных работ открытым и подземным способами, которые закладываются в основу организационно-управленческого механизма производства технологических операций в условиях плотной городской застройки, сложных горно-геологических и гидрогеологических условиях. С использованием данных критериев выделены три класса прогрессивных строительных технологий.

3. С привлечением двухуровневого экспертного анализа проведено ранжирование современных способов подземного строительства по степени технологического воздействия на НДС породного массива, конструктивную надежность эксплуатируемых зданий и сооружений, что позволило разработать их классификацию по условиям территориального зонирования крупных городов и трансформировать систему комплексного планирования реализации строительных технологий с повышением уровня их инвестиционной привлекательности и конкурентоспособности.

4. С учетом основных причин расхождения результатов математического моделирования с данными натурных наблюдений сформированы расчётно-эмпирические зависимости технологических

деформаций дневной поверхности и существующих зданий, как функций от отношения глубины котлована к расстоянию от края фундамента до края ограждающей конструкции при устройстве «стены в грунте» траншейного типа в горно-геологических условиях г. Москвы с учётом геометрических параметров крепи, что позволило разработать стратегию перевода строительных технологий в требуемое конкурентоспособное состояние с повышением уровня промышленно-экологической безопасности. Данная составляющая дополнена организационно-управленческим механизмом мониторинга, количественной оценки, анализа и управления геотехнологическими рисками в подземном строительстве.

5. Методологические и методические подходы к разработке модельного представления стратегии реализации строительных технологий дополнены установленными эмпирическими зависимостями деформаций дневной поверхности от относительной глубины заложения тоннеля и типа горно-геологических условий, позволяющие без использования методов математического моделирования выполнить предварительную оценку технологических деформаций зданий при проходке тоннелей щитовым методом с активным пригрузом забоя и/или произвести верификацию результатов численного моделирования. В основу этих дополнений заложены установленные эмпирические величины предложенного коэффициента технологического перебора с учётом типа горно-геологических условий, относительной глубины заложения тоннеля и отношения величины зазора между диаметром режущего органа щита и наружным диаметром крепи для щитов диаметром 4 – 10 м.

**Практическая значимость.** В области практической значимости можно обозначить разработку интерактивного организационно-управленческого механизма контроля технологических параметров производства геотехнических работ и качества строительства с оперативной корректировкой параметров технологии геотехнических работ и разработкой соответствующих технических

регламентов, мониторинга, количественной оценки, анализа и управления геотехнологическими рисками в подземном строительстве, при внедрении которого в практику научно-технического сопровождения проектирования и строительства объектов метрополитена г. Москвы достигается снижение аварийности и стоимости мероприятий по обеспечению эксплуатационной надежности существующей застройки и минимального вмешательства в окружающую среду.

При выполнении данной работы использовались следующие **методы исследований**: натурные экспериментальные геофизические исследования состояния грунтового массива при оценке влияния технологических параметров проходческих работ на изменение горно-геологических условий территории; натурные экспериментальные геодезическо-маркшейдерские наблюдения для установления зависимостей деформаций существующей застройки от принятой технологии ведения строительных и проходческих работ и отдельных технологических параметров; системный анализ, обратный анализ, ретроспективный анализ, ситуационный анализ, математические моделирование совместной работы системы «подземное сооружение – вмещающий породный массив» в плоской и трёхмерной постановках; комплексный подход к решению научно-методических, теоретических и экспериментальных задач. Экспериментальные исследования проводились на 39-ти объектах гражданского строительства и 115 объектах метрополитена. При обработке результатов исследований применены методы математической статистики, компьютерная обработка, анализ и интерпретация экспериментальных данных.

**Основные научные положения, выносимые на защиту:**

1. В условиях плотной городской застройки необходим ввод в систему комплексного планирования стратегий реализации технологий подземного строительства критериальных параметров их ранжирования, которые позволяют систематизировать их по степени воздействия на окружающую

среду и сложившуюся застройку на 3 класса. Применение технологий 2 и 3 классов максимизирует конкурентные преимущества и минимизирует технологические деформации зданий на поверхности до 40 – 60% по сравнению с другими способами.

2. Концепция комплексного планирования стратегий реализации технологий подземного строительства с повышением эффективности организации производства должна базироваться на использовании и внедрение в структуру организационно-управленческого аппарата методов математического моделирования и расчётно-эмпирического метода прогнозирования технологических деформаций при открытом способе работ, обеспечивающими сходимость с результатами натурных наблюдений с точностью до 91%, что позволяет достигнуть требуемого уровня объективности и достоверности в условиях высокой динаминости изменения горно-геологических и горнотехнических условий строительства.

3. Методология комплексного планирования стратегий реализации технологий подземного строительства должна включать алгоритм интерактивного управления технологическими параметрами горнопроходческих работ, применение которого позволяет исключить случайные факторы при производстве подземных работ или изменении технологических решений вследствие влияния фактических горно-геологических, гидрогеологических или градостроительных условий.

4. Организационно-технологические меры, принимаемые в рамках реализации технологий подземного строительства должны основываться на организационно-управленческом механизме мониторинга, количественной оценки, анализа и управления геотехнологическими рисками в подземном строительстве, контроле технологических параметров производства геотехнических работ и качества строительства и должны быть направлены на оперативную корректировку параметров технологии геотехнических работ и разработку технического регламента.

5. Реализация теоретических основ и практических приложений организационно-технологической и организационно-экономической направленности выполнения производственных процессов в области инновационных технических и технологических решений подземного строительства должны осуществляться с учетом новых системотехнических и научно-методических принципов, что позволяет достичь требуемого уровня обобщения и систематизация контролируемых параметров качества производства подземных работ с учетом и оценкой организационно-технологической и организационно-экономической надежности и устойчивости выполняемых производственных процессов.

**Обоснованность и достоверность научных положений, выводов и результатов подтверждаются:**

1. использованием апробированных методов математической статистики, сертифицированного программного обеспечения для выполнения численных экспериментов и обработки экспериментальных данных;
2. использованием геофизического и геодезическо-маркшейдерского оборудования, соответствующего требованиям современных ГОСТов, наличием свидетельств о поверке к применяемому оборудованию;
3. сходимостью результатов численного моделирования и расчётов по предлагаемым методикам с натурными измерениями до 91%.
4. положительным опытом практического внедрения разработанного комплекса мероприятий на объектах подземного строительства города Москвы.

**Личный вклад автора** состоит в:

1. разработке теоретических положений, изложенных в диссертации;
2. непосредственном участии в проведении натурных экспериментальных и модельных исследований по теме диссертации;
3. самостоятельном выполнении аналитической обработки массива данных экспериментальных и модельных исследований, проведении анализа;

4. разработке научно-методологического аппарата интерактивного управления технологическими параметрами горнoproходческих работ.

5. разработке практических рекомендаций по внедрению, верификации и аprobации результатов исследований при комплексном планировании и выборе стратегий реализации геотехнологий строительства на примере промышленных объектов Москвы и Московской области.

**Реализация и внедрение результатов работы.** Результаты работы внедрены при строительстве объектов Московского метрополитена:

- Бутовская линия: ст. «Улица Старокачаловская» - ст. «Новоясеневская»;
- Таганско-Краснопресненская линия: ст. «Выхино» - ст. «Котельники»;
- Люблинско-Дмитровская линия: ст. «Марьина Роща» - ст. «Петровско-Разумовская»;
- Большая Кольцевая линия;
- Калининско-Солнцевская линия;
- Некрасовская линии.

Результаты работы были доложены на заседании Научно-технического совета по строительству объектов метро и транспортной инфраструктуры Департамента строительства города Москвы и учтены при разработке нормативно-технических документов Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства РФ, Некоммерческого партнёрства «Национальное объединение строителей» (НОСТРОЙ) и АО «Мосинжпроект»:

1. СМП НОСТРОЙ 3.27.3-2014 «Освоение подземного пространства. Комплексное использование подземного пространства в мегаполисах»;
2. СТО-82-01 АО «МОСИНЖПРОЕКТ» «Научно-техническое сопровождение строительства в АО «МОСИНЖПРОЕКТ»»;
3. СП 120.13330.2022 «Метрополитены»;

4. СП 249.1325800.2016 «Коммуникации подземные.

Проектирование и строительство закрытым и открытым способами»;

5. СП 381.1325800.2018 «Сооружения подпорные. Правила проектирования и строительства»;

6. СП 473.1325800.2019 «Здания, сооружения и комплексы подземные. Правила градостроительного проектирования»;

7. СП 474.1325800.2019 «Метрополитены. Правила обследования и мониторинга строительных конструкций подземных сооружений»;

8. Методические рекомендации проведения контроля качества на объектах тоннеле- и метростроения. – Минстрой РФ, 2020.

**Апробация результатов исследований.** Основные положения диссертации были доложены, опубликованы в трудах и получили одобрение на 32-х международных научно-технических форумах, симпозиумах и конференциях, в том числе:

- 15<sup>th</sup> World Conference of Associated Research Centers for the Urban Underground Space (Saint-Petersburg, 2016 г.);
- International Tunneling Symposium in Turkey «Challenges of Tunneling» (Istanbul, Turkey, 2017);
- XXVI, XXVII, XXIX и XXX Международные научные симпозиумы «Неделя горняка»;
- Научно-технический форум «Тенденции, проблемы и перспективы развития подземного строительства» (г. Минск (Республика Беларусь), 2018);
- Word Tunnel Congress «Tunnels and Underground Cities: Engineering and Innovation meet Archaeology, Architecture and Art», Naples, Italy, 2019;
- 1<sup>st</sup> International Conference on Exploration and Utilization of Underground Space, Wuhan, China, 2019;
- The Second Eurasian Conference and Symposium RISK-2020, Tbilisi, Georgia;

- 17<sup>th</sup> World Conference of Associated Research Centers for the Urban Underground Space ACUUS 2020: “Deep Inspiration”, Helsinki, Finland, 2021;
- World Tunnel Congress 2022 «Underground solutions for a world in change». 2 – 8 September 2022, Copenhagen, Denmark.

**Публикации.** Основные положения диссертации и результаты исследований опубликованы в 70 печатных работах, в том числе в 2 монографиях, 17 журналах, рекомендованном ВАК Минобрнауки РФ и 8 изданиях, индексируемых в международных реферативных базах Scopus и Web of Science. Зарегистрирован 1 патент.

**Структура и объём работы.** Диссертация состоит из введения, пяти глав основного текста, заключения, списка использованных источников из 297 наименований, содержит 431 страницу, 168 рисунков, 38 таблиц и 8 приложений.

Автор диссертации искренне благодарит своих учителей: докторов техн. наук, профессоров М.Г. Зерцалова, В.Е. Меркина и И.Я. Дормана; научного консультанта – доктора техн. наук, профессора Е.Ю. Куликову; руководителей АО «Мосинжпроект» в лице В.П. Кивлюка и Н.Ф. Бабушкина и Генерального директора АО «УРСТ» Д.Д. Герасимова за предоставленную возможность проведения научно-практических исследований и внедрения их результатов в практику подземного строительства г. Москвы; сотрудников Горного института НИТУ «МИСИС» в лице: докторов техн. наук, профессоров А.Г. Панкратенко – заведующего кафедрой СПСиГП, В.В. Мельника – заведующего кафедрой геотехнологии освоения недр и профессора той же кафедры В.В. Агафонова – за неоценимую помощь и поддержку.

## **Глава I**

### **АНАЛИЗ ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ОСНОВ И ПРАКТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ В ОБЛАСТИ ОБОСНОВАНИЯ СИСТЕМЫ КОМПЛЕКСНОГО ПЛАНРИРОВАНИЯ СТРАТЕГИИ РЕАЛИЗАЦИИ ТЕХНОЛОГИЙ ПОДЗЕМНОГО ГОРОДСКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА**

#### **1.1 Основные тенденции и закономерности освоения подземного городского пространства с учетом промышленно-экологической безопасности**

Ретроспективный анализ реализации стратегий технологий подземного строительства в г. Москве и Московской области в широком диапазоне горно-геологических и горнотехнических условий показывает, что неудовлетворительная эффективность их составляющих обусловлена, в первую очередь, неудовлетворительным функционированием системы управления реализацией стратегии. В преобладающем большинстве экономических исследований практического плана, посвященных стратегиям реализации технологий подземного строительства, выполненных в последнее время, напрямую указывается на повышенную актуальность и назревшую необходимость разработки методологической базы выбора и обоснования организационно-управленческого аппарата механизма реализации стратегии.

Главным препятствием на пути решения и реализации данной проблемы является то, что до настоящего времени исследователи не пришли к единой точке зрения относительно самой сущности, слагаемых свойств, состава структурных элементов и основных алгоритмических блоков механизма реализации стратегии.

В общепринятом смысле стратегия включает следующие составные элементы: 1) целеполагание – миссия, т.е. генеральная цель, общеорганизационные, управленческие и специфические цели; 2) сопутствующие приоритеты (основополагающие принципы) выделения ресурсов и алгоритм действий; 3) регламентные правила процесса реализации.

Таким образом, стратегию можно представить в виде набора правил, которыми необходимо руководствоваться при принятии организационно-управленческих решений.

В соответствии с этим, в рамках данной работы предлагается идентификация организационно-управленческого механизма реализации стратегии как комплексной и системной совокупности структурных элементов и инструментов теоретического и практического плана, применительно к процессу управления выбора и обоснования наиболее эффективных и экономичных технологий подземного строительства в условиях плотной городской застройки.

В этой связи основные дефиниции и слагаемые системные свойства организационно-управленческого механизма реализации стратегии технологий подземного строительства необходимо рассмотреть на уровне существующих подходов. Авторы первого подхода представляют эту дефиницию в виде единства целеполагания и действий и ассоциируют механизм реализации как «действие». Авторы второго подхода выдвигают тезис о том, что механизм реализации стратегии можно обозначить в виде совокупности научно-методических и системотехнических принципов, инструментов, форм, функций и методов управленческого воздействия, т.е. проявляется комплексный подход к формированию многообразного инструментария.

С учетом этих подходов нельзя забывать о таких важных свойствах ГТС (строительные подземные технологии), как иерархичность и эмерджентность.

Иерархичность предполагает представление организационно-управленческого механизма управления ГТС в целом, а ее структурные элементы представляются как системы более низкого функционального уровня; - эмерджентность ГТС ассоциируется с появлением новых свойств в организационно-управленческом механизме, не относящихся к свойствам отдельных структурных элементов.

Подобный дееспособный организационно-управленческий механизм ориентирует на привлечение всех видов ресурсов к реализации наиболее приоритетных технологий подземного строительства на базе инфокоммуникационного мониторинга достижения основных целевых стратегических индикаторов с вводом такого обязательного элемента как возможной корректировки хода реализации строительных технологий с изменением источников и объема финансирования и сроков их жизнедеятельности. Основной отличительной особенностью данного подхода к формированию организационно-управленческого механизма является то, что ГТС как система наделяется в этом случае способностью адаптироваться к изменениям внутренней и внешней сред под непосредственным влиянием макроэкономических трансформационных процессов, т.е. наделяется такими чертами как гибкость и вариативность.

В этой связи наиболее рациональной выглядит матричная структура механизма управления реализацией стратегии строительных подземных технологий, в основе которой лежит совокупность элементов управления и соответствующие им управляющие инструменты. Данная постановка создает возможности для объективного выделения и идентификации структурных элементов, вносящих прямой вклад в результативность и наиболее ответственных за использование отдельных управляющих инструментов, что обозначает их объектами оценки и создания мотивационных организационно-управленческих компонент. В этом случае закладываются предпосылки для совершенствования механизма управления реализацией стратегии строительных подземных технологий как системы в виде формирования матрицы и позиционирования отдельных ее составляющих.

Организационно-управленческий механизм стратегий реализации строительных подземных технологий можно рассматривать в виде совокупности пяти алгоритмически взаимосвязанных блоков – управленческих процессов динамической направленности. Они логически

взаимосвязаны и имеют причинно-следственные связи, что обусловлено особенностями структуры стратегического управления.

Схематически алгоритмически взаимосвязанные блоки структуры стратегического управления организационно-управленческим механизмом стратегий реализации строительных подземных технологий представлены на рис. 1.1.

В рамках данной работы используется функциональный подход, основанный на исследовании операций, закладываемых в базу разработки, анализа и оптимизации управленческих функций.



Рис.1.1 Алгоритмически взаимосвязанные блоки структуры стратегического управления организационно-управленческим механизмом стратегий реализации строительных подземных технологий

Управленческая модель-подход предусматривает ввод составляющей развития теории принятия сложных решений. В ее основу заложена акторная

составляющая управленческой деятельности, где процесс управления предусматривает этап выбора, обоснования и принятия конечных решений. Типологизация управленческих решений выступает в этом случае как средство разрешения компромиссных ситуаций и части целеполагания.

Приоритетно подчеркнуть, что стратегия освоения как отдельных составляющих, так и подземного пространства в целом должна базироваться на научно обоснованном планировании развития технологий подземного городского строительства на кратко, средне – и отдаленную перспективу, основанное на процедурах принятия технических и технологических решений, закладываемых в основу выбора приоритетных направлений его освоения, обеспечивающих соответствующий уровень промышленно-экологической безопасности и достижение максимального экономического эффекта. К числу таких организационно-управленческих решений можно с полным основанием отнести следующие: процесс выделения первоочередной номенклатуры приоритетных объектов подземного строительства; выбор пространственного расположения и временного тренда строительства с установлением очередности реализации проектов, способов подготовки вмещающего массива и выбора технологии строительства.

В настоящее время во всем мире ведётся активное освоение подземного пространства. Всемирный тоннельный конгресс 2017 года и 43-я Генеральная Ассамблея Международной Тоннельной Ассоциации (ITA) показали, что общий объем инвестиций в тоннелестроение и освоение подземного пространства в мире в 2016 году достиг 86 млрд. евро. Отмечается рост тоннелестроения на Ближнем Востоке, где инвестиции в отрасль составили 10,2 млрд. евро, что сопоставимо с объединённой Европой (9,7 млрд. евро). Лидером мирового тоннелестроения остаётся Китай, занимающий около 50% рынка. Международная тоннельная Ассоциация прогнозирует рост мирового рынка тоннелестроения до 680 млрд. евро до 2024 года, при том что 75% от общего объёма тоннелестроения будет сосредоточено в Индии, Юго-Восточной Азии и Китае [81]. Не является исключением и Российская

Федерация. По сути дела, в настоящее время создаётся новая подземная инфраструктура крупных Российских городов, в первую очередь Москвы и Санкт-Петербурга (табл. 1.1), в ходе проектирования и строительства которой необходимо учитывать целый ряд факторов, и прежде всего – влияние комплексного освоения подземного пространства на геоэкологическую мегаполиса. Проблемам комплексного освоения подземного пространства мегаполисов посвящены исследования ведущих отечественных и зарубежных специалистов: С.Н. Алпатова, С.Н. Власова, Г.Е. Голубева, З. Вайда, М.Г. Зерцалова, А.Ф. Зильберборда, Б.А. Картозия, Я. Келемена, А.В. Корчака, Е.Ю. Куликовой, А.Н. Левченко, В.Г. Лернера, Л.В. Маковского, В.Е. Меркина, М.М. Папернова, В.В. Поддубного, М.С. Рудяка, В.И. Теличенко, J. Carmody, R. Sterling и др. [27, 34, 35, 75, 78, 91, 92, 95, 102, 150, 178, 231].

Таблица 1.1  
**Протяжённость канализационных сетей и коллекторных тоннелей в городах РФ с численностью населения более 1 млн. чел. [281]**

Город	Канализационные сети, км	Коллекторные тоннели, км
Москва	8354	550
Санкт-Петербург	8245	290
Волгоград	1054	52
Екатеринбург	1220	230
Новосибирск	1150	145
Самара	1200	215
Уфа	900.	180

Необходимо подчеркнуть особенно важную роль освоения подземного пространства в связи с ростом населения Земли [248]. В настоящее время численность населения Земли превысила 8 млрд. чел. Аналогичным образом растет население крупнейших городов мира, в том числе и Москвы. По данным на 1 января 2017 г., население Москвы выросло с 2012 г. более чем на 1,1 млн. чел и составило 12,38 млн. чел (рис. 1.2).

В 2012 году было принято Постановление Правительства Москвы «Об утверждении Перечня объектов перспективного строительства Московского

метрополитена». До конца 2027 года планируется построить 329 км новых линий и 151 станцию. В общей сложности с 2011 по 2019 годы в Москве построено 50 новых станций метро и порядка 82 км новых линий.

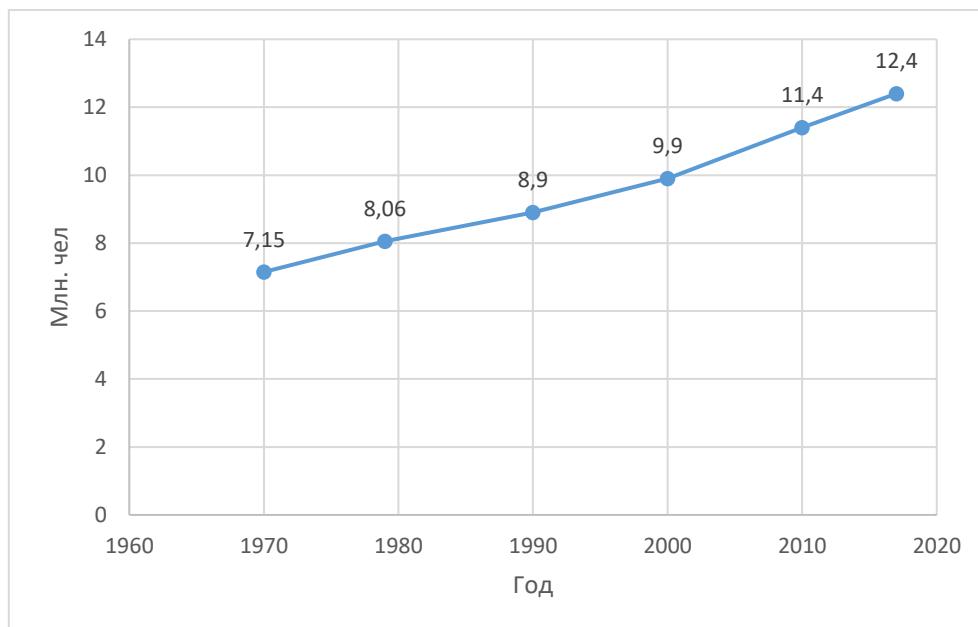


Рис. 1.2. Рост численности населения Москвы (по данным Мосгорстата<sup>1</sup>)

Программой реновации жилищного фонда в городе Москве [142] предусматривается «совокупность мероприятий, направленных на обновление среды жизнедеятельности и создание благоприятных условий проживания граждан, общественного пространства в целях предотвращения роста аварийного жилищного фонда в городе Москве, обеспечения развития жилых территорий и их благоустройства». При этом «реновация жилищного фонда осуществляется с учетом развития сети объектов инфраструктуры, создания дополнительных условий для развития человеческого потенциала, экологии, что обеспечивает комплексное развитие территории в соответствии с современными требованиями к городской среде... При реализации Программы реновации должно быть обеспечено создание комфортной среды проживания граждан, в том числе путем установления дополнительных

<sup>1</sup>[http://moscow.gks.ru/wps/wcm/connect/rosstat\\_ts/moscow/ru/statistics/population/](http://moscow.gks.ru/wps/wcm/connect/rosstat_ts/moscow/ru/statistics/population/)

требований к благоустройству территории, формированию улично-дорожной сети, парковочного пространства, тротуаров прифасадной зоны, организации дворовых и внутриквартальных озелененных территорий».

Решение всех этих задач также невозможно без комплексного освоения подземного пространства.

В тоже время, на территории Москвы под воздействием техногенных факторов развивается гравитационное и динамическое уплотнение пород, сдвижение пород в массиве, гравитационные процессы, эрозия, гидростатическое взвешивание и сжатие рыхлых водовмещающих пород, механическая и химическая суффозия, а также возможное проявление современных тектонических движений и изменение сейсмических характеристик грунтовых массивов и отдельных их грунтовых составляющих. Наиболее активно воздействие города проявляется в поверхностных слоях земной коры на глубинах до 60 – 100 м. Наиболее существенное влияние на геоэкологическую среду оказывают: воздействие наземной городской застройки и жизнедеятельность города, строительство и эксплуатация подземных сооружений, откачка подземных вод и нарушение их инфильтрационного баланса.

По данным [126... 128] на территории Москвы протекают значительные изменения геологической среды и природный ресурсный потенциал уже практически не в состоянии обеспечить своё самовосстановление. Примерно 48 % территории Старой Москвы находится в районах геологического риска, 12 % - в районах потенциального геологического риска и лишь 40 % территории характеризуются как стабильные.

Сложность строительства подземных сооружений в г. Москве определяется не только неблагоприятными горно-геологическими процессами, но и тем, что, как правило, горно-геологические условия проектируемых и возводимых сооружений, практически во всех районах города характеризуются сложно-переслаиваемым комплексом четвертичных отложений различного генезиса, литолого-петрографической

принадлежности, различного состояния и свойств. Коренные породы, которые представлены отложениями меловой, юрской и каменноугольной систем, в силу значительной эрозионной деятельности ледника и р. Москвы, в ряде случаев, не имеют строгой стратиграфической выдержанности. Вследствие этого, четвертичные отложения могут непосредственно залегать на разрушенной кровле карбоновых известняков, либо в их толще, обладающих, помимо невысоких деформационно-прочностных свойств, способностью к развитию карстово-суффозионных процессов.

Не менее сложными являются гидрогеологические условия, характеризующие различные территории города в силу процессов вертикальной фильтрации из верхних водоносных горизонтов при значительных утечках из водонесущих коммуникаций при значительном дренировании за счет подземного водозабора, а также барражного эффекта при строительстве метрополитена и других подземных сооружений.

Крайне непростой представляется экологическая обстановка Москвы (прежде всего геоэкологическая) практически еще малоизученная применительно к решению задач градостроительного освоения подземного пространства.

Комплексное освоение подземного пространства крупного города представляет собой формирование системы элементов, функционирующих в течение всего жизненного цикла сооружения. Такая система называется «природно-технической геосистемой» (ПТГС) [84] и состоит из 4-х взаимосвязанных элементов (рис. 1.3):

А – вмещающий массив;

Б – технологии, используемые при строительстве подземного сооружения;

В – подземное сооружение;

Г – окружающая среда.

На рис. 1.4 приводится диаграмма распределения причин аварийных ситуаций при строительстве зданий и сооружений по материалам [52], из

которой видно, что в 41% случаев причиной аварий являются нарушения технологии строительства. А в работе [10] показано, что 44% аварийных ситуаций вызвано «критическими дефектами» строительно-монтажных работ. При том, что ошибочные проектные решения приводят к 5% аварийных ситуаций, превышение проектных нагрузок – к 4%, низкое качество материалов – 15%, другие причины – 8%.

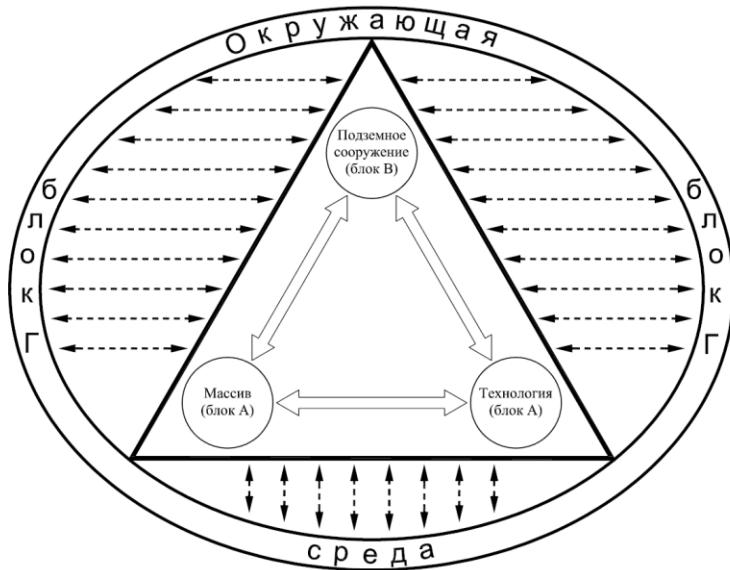


Рис. 1.3. Схема взаимодействия системы «массив – технология – подземное сооружение – окружающая среда» (ПТГС) [84].

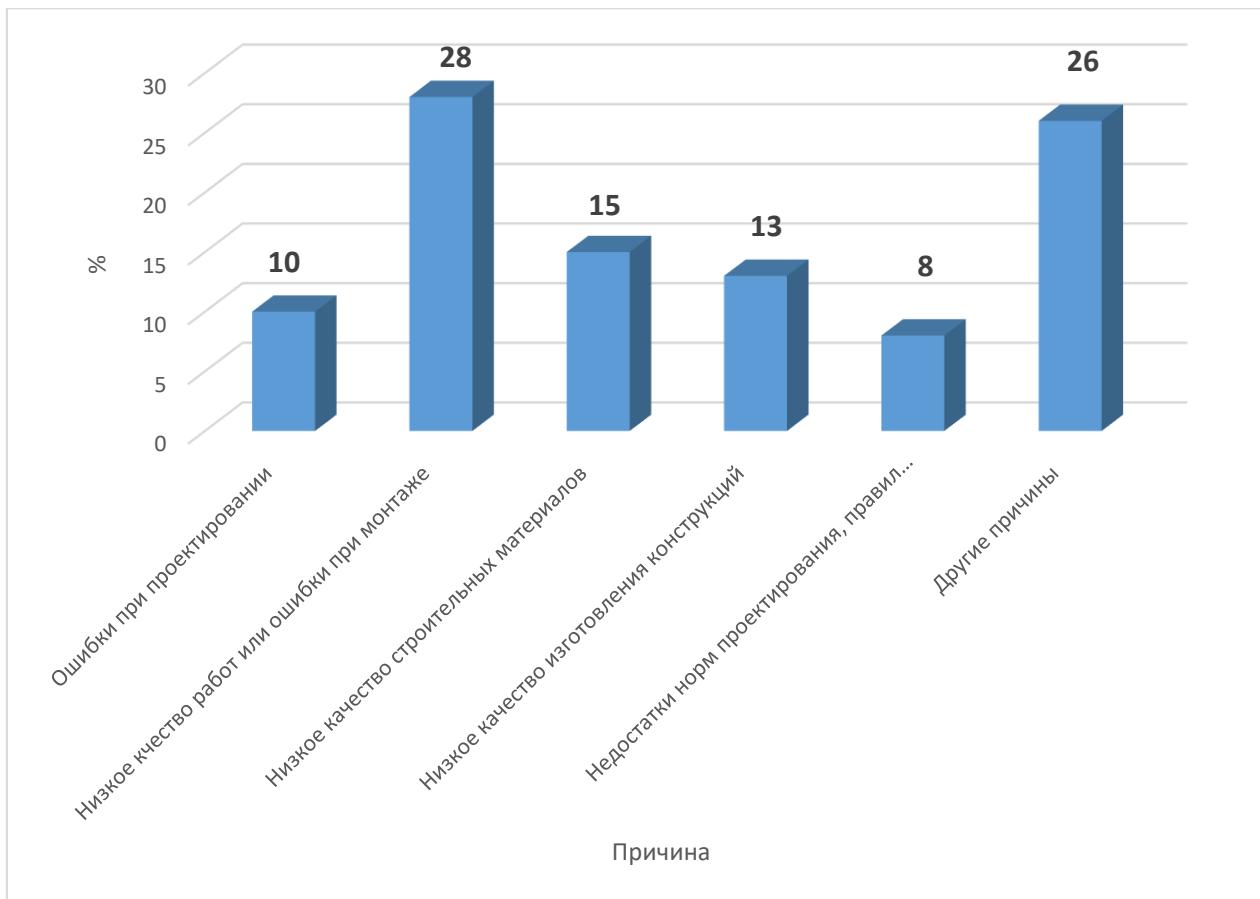


Рис. 1.4. Распределение причин аварий зданий и сооружений

В [132] приводятся усреднённые данные причин аварийных ситуаций при монтаже металлических конструкций: 48,3% - дефекты изготовления и монтажа, 25,1% - ошибки при проектировании, 16,3% - неправильная эксплуатация, 4% - недостатки нормативных документов, прочие причины – 0,3%.

Вероятность возникновения ошибок участников инвестиционно-строительного процесса по данным [8, 112] проанализированы в [10] (табл. 1.2).

Табл. 1.2

#### **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

Таким образом, несмотря на некоторое расхождение в количественном соотношении причин аварийных ситуаций, авторы [10, 52, 132] показывают, что основной причиной аварий в строительстве (~50,5%) является нарушение технологии производства работ.

Одним из аспектов техногенной безопасности является технологическая безопасность, определяющая степень защищённости населения, зданий, сооружений и окружающей среды от угроз, связанных с реализацией новых и существующих технологий в производственной деятельности, в том числе в строительстве. Многообразие факторов, осложняющих строительные работы, требует особых подходов к организации подземного строительства, использованию современных строительных технологий и контролю качества их исполнения. Эти подходы должны учитывать специфику освоения подземного пространства (рис. 1.5), заключающуюся в постоянно изменяющихся горно-геологических и гидрогеологических условиях в пределах габаритов сооружения, в повышенных требованиях к охране окружающей среды и безопасности производства подземных строительных работ, в максимальном уменьшении влияния подземного строительства на окружающую застройку и т.д.



Рис. 1.5. Специфические особенности подземного строительства

Анализ существующих методов оценки качества строительства, проведённый [10] показывает, что при оценке качества строительных работ должны использоваться показатели, позволяющие оценить снижение надежности и безопасности строительства, с учётом допущенных отклонений, от проектного значения.

## **1.2. Оценка и анализ основных целевых индикаторов качества ведения подземных работ в условиях природно-техногенной среды**

Следует подчеркнуть, что в число наиболее проблемных в системе комплексного планирования стратегии реализации технологий подземного городского строительства с учетом геотехнических рисков с полным основанием следует внести вопросы безопасного и эффективного ведения подземных строительных работ для реализации проектов строительства подземных объектов в условиях плотной городской застройки и их последующей эксплуатации. В настоящий период недропользования разработаны и имеют право на реализацию технологии подземного строительства, которые практически в довольно широком диапазоне гидрогеологических и горно-геологических условий позволяют не только построить любой объект, но и минимизировать деформации существующих зданий и сооружений, примыкающих к месту строительства. Однако в организационном плане при реализации таких проектов в каждом конкретном случае необходимо дополнительное научное обоснование принимаемых технологических решений с привлечением аппарата и методов моделирования ситуации и оценкой возможных последствий строительства, которое требует ввода в систему комплексного планирования стратегии реализации технологий подземного городского строительства с учетом геотехнических рисков целевых индикаторов качества ведения подземных работ в условиях природно-техногенной среды.

Основные контролируемые параметры производства подземных работ в основном нормируются СП 22.13330.2016, СП 45.13330.2017, СП 70.13330.2012, СП 120.13330.2012, СП 248.1325800.2016, СП 361.1325800.2017 [162, 163, 165, 167, 169]. Все контролируемые параметры, приводимые в указанных нормативных документах можно разделить на 4 группы, приведённые на рис. 1.6, перечень параметров указан в табл. 1.2.

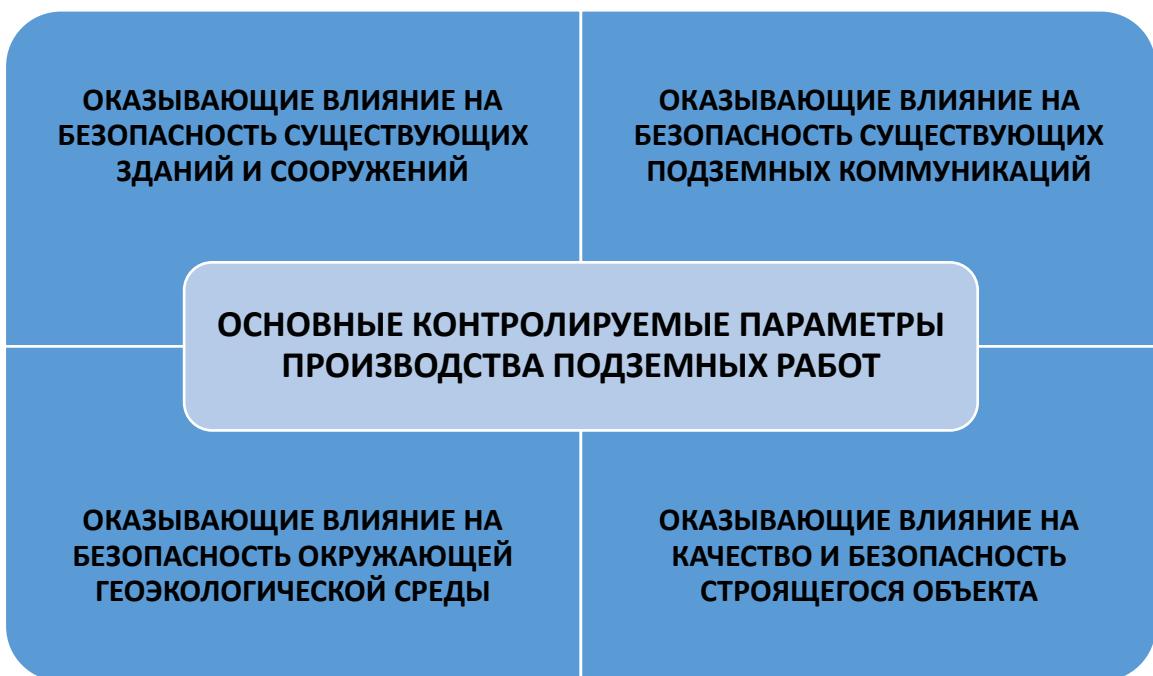


Рис. 1.6. Классификация контролируемых параметров при производстве подземных работ

Таблица 1.2

**Основные контролируемые параметры качества производства работ при строительстве подземных сооружений [162, 163, 165, 167, 169]**

№ п.п.	Оказывающие влияние на качество и безопасность строящегося объекта	Оказывающие влияние на безопасность окружающей геэкологической среды	Оказывающих влияние на безопасность существующих подземных коммуникаций	Оказывающих влияние на безопасность существующих зданий и сооружений
<b>Земляные работы</b>				
1.	Отклонение дна выемок (котлованов, траншей и проч.) от проекта: недоборы и переборы, уклон дна [163]	Отклонение отметок спланированной поверхности от проектного [163]	Расстояние от места разработки грунта механизированными способами до действующих инженерных коммуникаций [163]	Сохранность зданий и сооружений, расположенных в зоне влияния взрывных работ, ненарушене производственных процессов предприятий (количественные показатели [163] не нормируются)
2.	Отклонения дна выемок в местах устройства фундаментов или других конструкций [163]	Допустимые величины переборов при рыхлении грунтов взрывным и механическим способами [163]	Требования к засыпке траншей с уложенными инженерными коммуникациями [163]	Прогноз динамического воздействия взрывных работ в особо сложных условиях на окружающую среду и существующие здания и сооружения (количественные показатели [163] не нормируются)
3.	Вид и характеристики вскрытого грунта основания [163]	Дополнительные запасы и потери грунта при намыве земляных сооружений [163]	Требования к подсыпке грунта под действующие коммуникации при их пересечении со строящимися в одной траншее [163]	
4.	Крутизна откосов котлованов и траншей [163]	Технологические параметры намывных работ [163]	Содержание в грунте, предназначенном для	

			устройства насыпей и обратных засыпок [163]: <ul style="list-style-type: none"> <li>• органических веществ;</li> <li>• растворимых солей;</li> <li>• снега, льда, мерзлых грунтов и твердых включений.</li> </ul>	
5.	Глубина выемок с вертикальными незакреплёнными стенками [163]	Отметки поверхности и объём грунта при намыве территорий и оснований под застройку [163]		
6.	Параметры разработки выемок плавучими землесосными снарядами и отклонения от проектных отметок и габаритов [163]	Требования к укладке грунтов с разными фильтрационными характеристиками при устройстве насыпей [163]		
7.	Геометрические параметры профиля намывного сооружения [163]	Требования к уплотнению грунтов насыпей и обратных засыпок [163]		
8.	Физико-механические характеристики грунтов при намыве и устройстве насыпей [163]	Потери грунта при транспортировке [163]		
9.	Требования к производству земляных работ при отрицательных температурах [163]	Условия применения быстротвердеющей пены для предохранения грунтов от промерзания [163]		
10.	Требования к входному, операционному и приёмочному контролю при			

	устройстве насыпей и обратных засыпок [163]			
11.	Требования к разработке грунта в котлованах [163]			
12.	Отклонения геометрических размеров насыпей [163]			
13.	Контрольные значения коэффициента уплотнения грунтов при отсыпке [163]			
<b>Устройство свай и шпунта</b>				
14.	Требования по выборочному контролю бетона свай [163 ]		Минимальные расстояния от места погружения до действующих коммуникаций [163]	Необходимость оценки вибрационных воздействий от погружения свай и шпунта на существующие здания и сооружения, исходя из влияния колебаний на деформации основания, технологические приборы и оборудование (количественные показатели [163] не нормируются)
15.	Допускаемые отклонения при устройстве свай и шпунта в плане, по глубине и от вертикали [163]			Рекомендуемые значения технологических деформаций при погружении свай и шпунта, как процент от расчётных осадок [167]
16.	Требования к головам свай [163]			Размеры зоны влияния строительства [161]
17.	Отклонения при монтаже сборных ростверков [163]			Напряжения в основании под пятой сваи и в стволе сваи вновь возводимых и реконструируемых сооружений (количественные показатели [161] не нормируются)

18.	Требования к операционному и приёмочному контролю качества погружения свай (забивных, буровых), опускных колодцев и свай оболочек [165]			Дополнительные технологические осадки при устройстве свай усиления [169]
<b>Устройство грунтовых анкеров</b>				
19.	Толщина защитного слоя цементного камня [163]	Минимальные глубина от поверхности до корня анкера и расстояния между корнями анкеров [167]	Расстояние от корня анкера, выполняемого по электроразрядной технологии до действующих коммуникаций [163]	Расстояние от корня анкера, выполняемого по электроразрядной технологии до фундаментов зданий [163]
20.	Предельные геометрические отклонения при изготовлении анкеров [163]		Минимальные расстояния в свету между анкерами и инженерными коммуникациями [167]	Минимальные расстояния в свету между анкерами и фундаментами близлежащих зданий [167]
21.	Предельные отклонения по несущей способности [163]		Минимальные расстояния в свету между корнем анкера и инженерными коммуникациями [167]	Минимальные расстояния в свету между корнем анкера и фундаментами близлежащих зданий [167]
22.	Требования к испытаниям анкеров [163]			
23.	Число контрольных испытаний анкеров [167]			
<b>Устройство опускных колодцев и кессонов</b>				
24.	Допустимые отклонения размеров [163]			
25.	Допустимые отклонения при погружении [163]			

<b>Устройство стены в грунте</b>				
26.	Требования к глинам, используемым для приготовления глинистых супензий [163]	Перечень химических реагентов, используемых для улучшения свойств глинистых супензий и предельно-допустимое их количество в % от массы глины [163]		Рекомендуемые значения технологических деформаций при устройстве «стены в грунте», как процент от расчётных осадок [167]
27.	Требования к физическим и химическим характеристикам глинистых супензий [163]			Размеры зоны влияния строительства [162]
28.	Предельные отклонения при изготовлении «стены в грунте» (в плане, по глубине, от вертикали) [163]			
29.	Состав входного контроля арматурных каркасов и бетонной смеси [163]			
30.	Требования к укладке и уплотнению бетонных смесей, в том числе при укладке специальными методами (вертикально перемещаемой трубы, восходящего раствора, инъекционном, буросмесительным и т.п.) [165]			
<b>Инъекционные способы закрепления грунтов</b>				

31.	Отклонения качества цементации грунтов от проекта [163]		Недопущение засорения отвердевшими реагентами и повреждения инженерных коммуникаций [163]	
32.	Отклонения технологических параметров производства работ от проекта [163]			
33.	Допустимые отклонения при устройстве скважин в плане и по глубине [163]			
34.	Прочность, деформативность и водостойкость термически закрепленного грунта [163]			
<b>Уплотнение грунтов трамбовками</b>				
35.	Физические характеристики уплотняемых грунтов [163]		Минимальные расстояния от вытрамбованных котлованов до инженерных коммуникаций [163]	Минимальные расстояния от вытрамбованных котлованов до существующих зданий [163]
36.	Отклонения при устройстве фундаментов в вытрамбованных котлованах и при уплотнении просадочных грунтов замачиванием в плане и по глубине [163].			
37.	Отклонения в плане при устройстве грунтовых свай [163]			
<b>Устройство подземной части здания</b>				

38.	Ширина раскрытия трещин в несущих и ограждающих железобетонных конструкциях для различных степеней агрессивного воздействия среды [166]	Предельно-допустимые концентрации аномальных химических элементов в почвенном покрове при открытом способе строительства [166]	Дополнительные осадки и горизонтальные перемещения обечаек люков, колодцев и других выступающих на поверхность конструкций инженерных коммуникаций, расположенных в зоне влияния нового строительства (количественные показатели [162] не нормируются)	Предельно допустимые деформации основания фундаментов сооружений окружающей застройки, расположенных в зоне влияния строительства [162]
39.	Допустимые отклонения фактических размеров сборных железобетонных обделок от проектного положения [166]		Дополнительные осадки и горизонтальные перемещения обделок проходных и полупроходных коллекторов, расположенных в зоне влияния нового строительства (количественные показатели [162] не нормируются)	Послойные осадки грунтов основания вновь возводимых и реконструируемых сооружений (количественные показатели [162] не нормируются)
40.	Отклонение отметок колонн [165]		Деформации обделок проходных и полупроходных коллекторов, расположенных в зоне влияния нового	Ширина раскрытия и глубина образования трещин в существующих зданиях, расположенных в зоне влияния строительства (количественные показатели [162] не нормируются)

			строительства, в том числе трещин в обделке (количественные показатели [162] не нормируются)	
41.	Допускаемые отклонения при выполнении арматурных работ [165]		Измерения динамических воздействий на существующие инженерные коммуникации, расположенные в зоне влияния строительства (количественные показатели [162] не нормируются)	Горизонтальные перемещения конструкций и фундаментов существующих зданий, расположенных в зоне влияния строительства (количественные показатели [162] не нормируются)
42.	Допускаемые отклонения при выполнении опалубочных работ [165]			Измерения динамических воздействий на существующие здания, расположенные в зоне влияния строительства (количественные показатели [162] не нормируются)
43.	Напряжения в конструкциях подземной части вновь возводимых и реконструируемых сооружений: фундаменты, колонны, перекрытия (количественные показатели [162] не нормируются)			Максимальные среднеквадратичные значения выброскорости при движении поездов метрополитена для различных типов зданий и сооружений [166]
44.	Напряжения под подошвой фундаментов вновь возводимых и			

	реконструируемых сооружений (количественные показатели [162] не нормируются)			
45.	Предельно допустимые деформации основания фундаментов вновь возводимых зданий [162]			
46.	Предельно допустимые деформации основания фундаментов реконструируемых сооружений [162]			
47.	Требования к приемке законченных бетонных и железобетонных конструкций (сборных и монолитных) [165]			
48.	Требования к соответствию фундаментных конструкций (геометрические размеры в плане и по высоте, толщина защитного слоя бетона) фундаментных конструкций [165]			
49.	Требования к контролю качеству сварки металлических конструкций [165]			
<b>Замораживание грунтов</b>				
50.	Отклонения от заданного направления	Герметичность холодильной системы [163, 166]		

	замораживающих скважин в плане и по глубине [163]			
51.	Параметры работы замораживающей системы [163]			
52.	Параметры достижения проектных размеров и сплошности льдогрунтового ограждения [163, 166]			
53.	Максимальные расстояния между замораживающими скважинами [166]			
<b>Водопонижение</b>				
54.	Параметры работы системы водопонижения [163]	Концентрация химических веществ и взвесей в воде, сбрасываемой в естественные водоемы [163]		Контроль за осадками зданий и сооружений [163] (осадки не должны превышать предельно допустимых значений, установленных [162])
55.		Контроль за состоянием откосов и дна котлованов и траншей [163]		

При строительстве подземных сооружений в условиях плотной городской застройки наибольшую важность приобретает минимизация влияния подземного строительства на существующие здания и сооружения. С этой целью могут применяться методы, приведённые на рис.1.7.



Рис. 1.7. Методы минимизации влияния подземного строительства на существующую застройку

Контролируемые параметры, оценивающие влияние геотехнических работ на безопасность существующих зданий и сооружений, расположенных в зоне влияния строительства, согласно данным табл. 1.2, можно систематизировать следующим образом (рис. 1.8):

1. Параметры, характеризующие напряжённо-деформированное состояние грунтового массива и строительных конструкций.
2. Ограничения, накладываемые на условия производства работ или на размещение вновь возводимых конструкций по отношению к существующим подземным сооружениям.
3. Технологические параметры, в основном связанные с динамическими воздействиями, передаваемыми через грунты основания на конструкции зданий и подземных сооружений, а также «технологические деформации» существующих зданий и сооружений в результате ведения вблизи от них работ по погружению свай и шпунта, а также изготовлению «стены в грунте». Последние могут быть связаны не только с динамическими

воздействиями в процессе производства работ по забивке или вибропогружению свай, но и, например, с перемещениями стен траншейной «стены в грунте» при неправильно подобранном составе раствора бентонитовых глин.

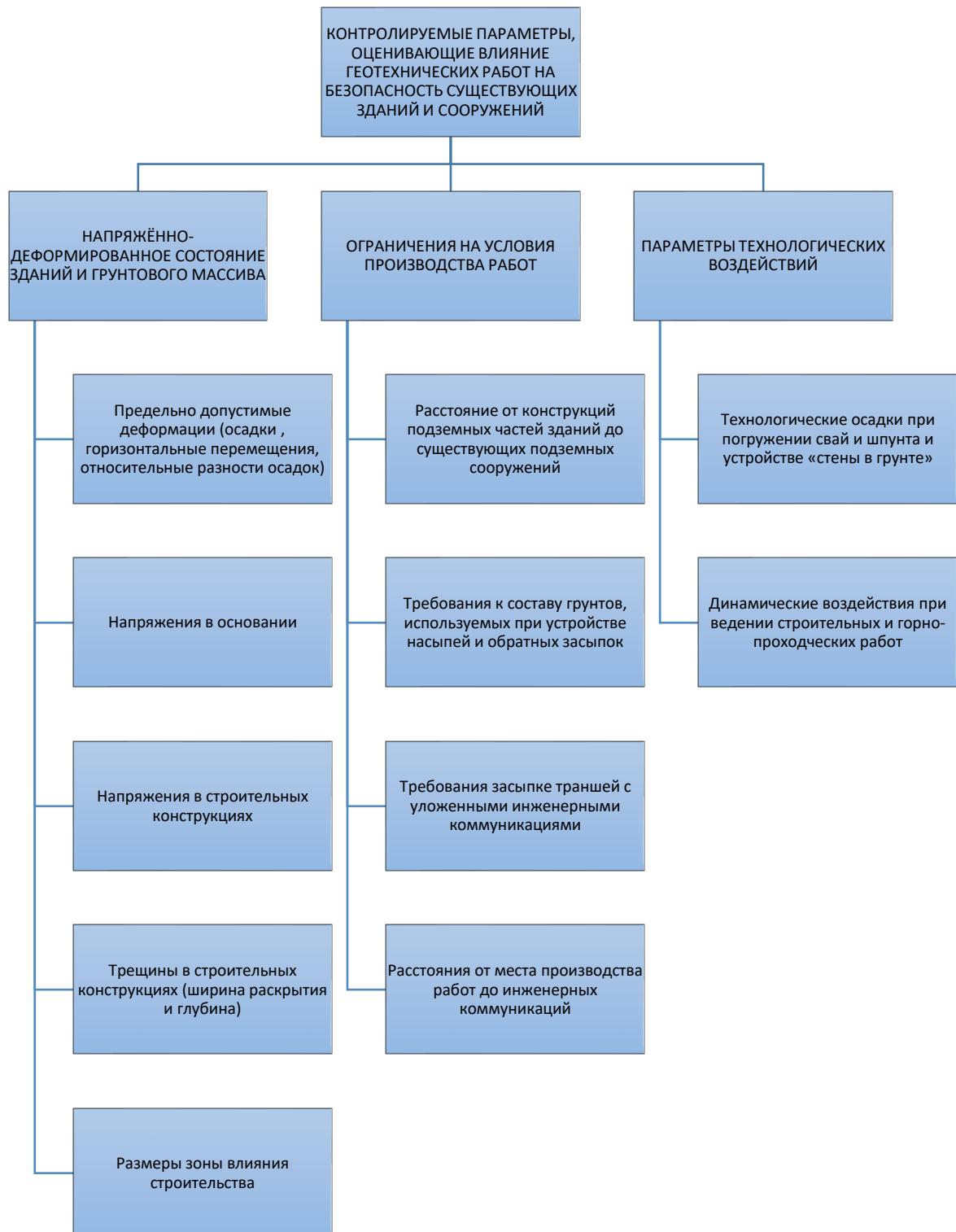


Рис. 1.8. Контролируемые параметры, оценивающие влияние геотехнических работ на безопасность существующих зданий и сооружений

### **1.3 Обобщение и систематизация контролируемых параметров качества производства подземных работ с учетом и оценкой организационно-технологической и организационно-экономической надежности и устойчивости производственных процессов**

В систему стратегического управления реализацией строительных технологий в подземном строительстве в обязательном порядке должен включаться анализ внутренней и внешней сред реализации проектных решений, существующих и доступных технологий производства подземных строительных работ, обоснования и внедрения оптимальных и рациональных технологий строительства в сферу инженерной и организационно-управленческой инфраструктур с последующей оценкой, анализом и контролем уровня их результативности с выработкой корректирующих стратегических целеполаганий, что в свою очередь, требует обобщения и систематизации контролируемых параметров качества производства подземных работ с учетом и оценкой организационно-технологической и организационно-экономической надежности и устойчивости производственных процессов.

Согласно [162] для обеспечения безопасности строительства, а также зданий и сооружений сложившейся застройки необходимо организовать геотехнический мониторинг. [162] трактует геотехнический мониторинг как «комплекс работ, основанный на натурных наблюдениях за поведением конструкций вновь возводимого или реконструируемого сооружения, его основания, в том числе грунтового массива, окружающего (вмещающего) сооружение, и конструкций сооружений окружающей застройки». Т.е. геотехнический мониторинг – это метод, позволяющий количественно охарактеризовать обратную реакцию существующей техногенной среды (в нашем случае застройки) на параметры производства подземных работ (рис. 1.9).



Рис. 1.9. Взаимосвязь основных параметров строительства и реакций окружающих зданий и сооружений

В качестве основных количественных параметров, определяющих степень безопасности воздействия нового строительства на существующую застройку, используются предельно допустимые деформации – максимальная осадка и относительная разность осадок. Кроме этого допускается измерение напряжений в конструкциях и грунтовом массиве, параметров вибрации (кинематических параметров колебаний, виброперемещений, виброскоростей и виброускорений), однако данные параметры либо не нормируются, либо устанавливаются санитарными нормами, например [160], т.е. прямой количественной взаимосвязи с конструктивной безопасностью зданий и сооружений они не имеют. В результате такого подхода сложилась подмена понятий «геотехнический» и «геодезический» мониторинг, когда только геодезическими измерениями осадок заменяют весь комплекс мероприятий по геотехническому мониторингу. Это вызвано несколькими причинами (рис. 1.10):

1. *Завышенные требования норм к предельным деформациям оснований существующих зданий и сооружений.*



Рис. 1.10. Основные причины подмены понятий «геотехнический» и «геодезический» мониторинг

Согласно требованиям [162], максимальные предельно допустимые осадки оснований зданий, расположенных в зоне влияния строительства не превышают 50 мм (для гражданских и производственных одноэтажных и многоэтажных зданий с полным железобетонным каркасом, характеризующихся I категорией технического состояния). На практике эта величина редко превышает 20 – 30 мм (в зависимости от типа здания и его технического состояния). При этом, все технические решения проекта направлены на то, чтобы прогнозируемые осадки не превышали предельных величин. Для этого проектировщиками меняется технология производства работ, делаются более мощные ограждающие конструкции котлованов, разрабатываются проекты усиления зданий или компенсационных мероприятий и проч. усугубляет ситуацию еще и крайне низкая сходимость геотехнических расчётов с практикой строительства, причины которой рассмотрены в следующих главах. Естественно, фактические превышения нередки, но все проектные решения направлены на то, чтобы их минимизировать и избежать нештатной ситуации.

Необходимо отметить, что [162] «распространяется на проектирование оснований вновь строящихся и реконструируемых зданий и сооружений в котлованах». Для строительства закрытым способом в горно-геологических условиях г. Москвы величины, установленные [162], крайне малы. На практике строительства в г. Москве реальные осадки оснований зданий в 2...5 раз превышали предельно-допустимые [162] величины и это не только ни

приводило к катастрофическим последствиям, но даже не изменяло категории технического состояния здания (рис. 1.11... 1.14).

2. *Некорректный подход к оценке деформаций оснований фундаментов здания.* В подавляющем большинстве случаев основным параметром оценки «критичности» деформаций является величина осадки (рис. 1.15). Однако авторы [66, 67, 255] считают, что основным критерием такой оценки должна быть разность углов наклона здания, характеризующая кривизну подошвы фундамента. Для определения кривизны подошвы фундаментов  $\rho$  можно воспользоваться выражением [115]:

$$\rho(x) = \frac{S(x+2\Delta x) - 2S(x+\Delta x) + S(x)}{(\Delta x)^2}, \quad (1.1)$$

где  $S(x)$  – осадка здания в точке  $x$ , м;  $S(x + \Delta x)$  – осадка здания в точке  $(x + \Delta x)$ , м;  $S(x + 2\Delta x)$  – осадка здания в точке  $(x + 2\Delta x)$ , м;  $\Delta x$  – расстояние между точками наблюдений (обычно принимается  $\Delta x = 5\dots 10$  м).

Другой критерий – относительная разность осадок здания или его крен. На рис. 1.11 и 1.12 приводится внешний вид фасадов зданий, осадки оснований которых в результате нового строительства превысили 80 и 150 мм, соответственно (при предельно допустимой для обоих случаев величине в 30 мм) – см. рис. 1.13, 1.14.



Рис. 1.11. Фрагмент фасада здания № 1, фактическая осадка основания которого превысила 80 мм.



Рис. 1.12. Фрагмент фасада здания № 2, фактическая осадка основания которого превысила 150 мм

В первом случае, в стенах здания зафиксированы трещины с шириной раскрытия до 5 мм (рис. 1.16), что связано с его габаритными размерами в плане, во втором случае ширина раскрытия трещин в кирпичной кладке не превысила 1,5 мм (рис. 1.17).

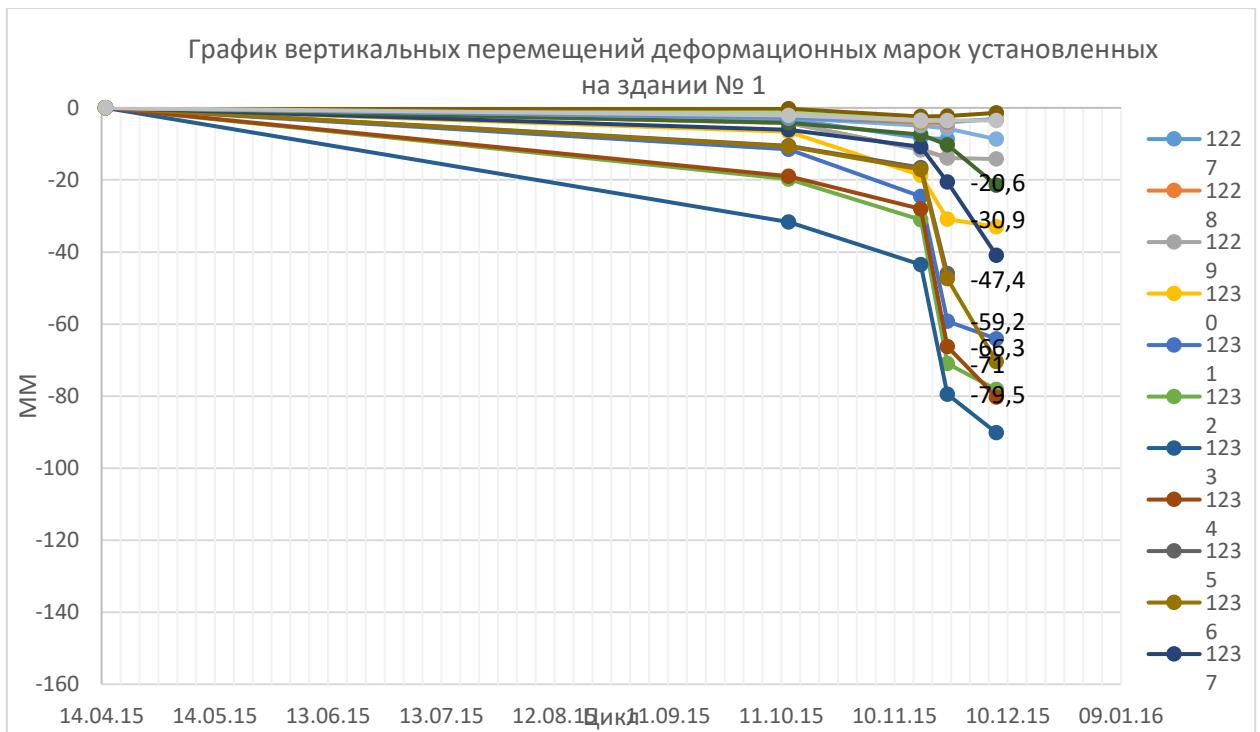


Рис. 1.13. График осадок здания № 1.

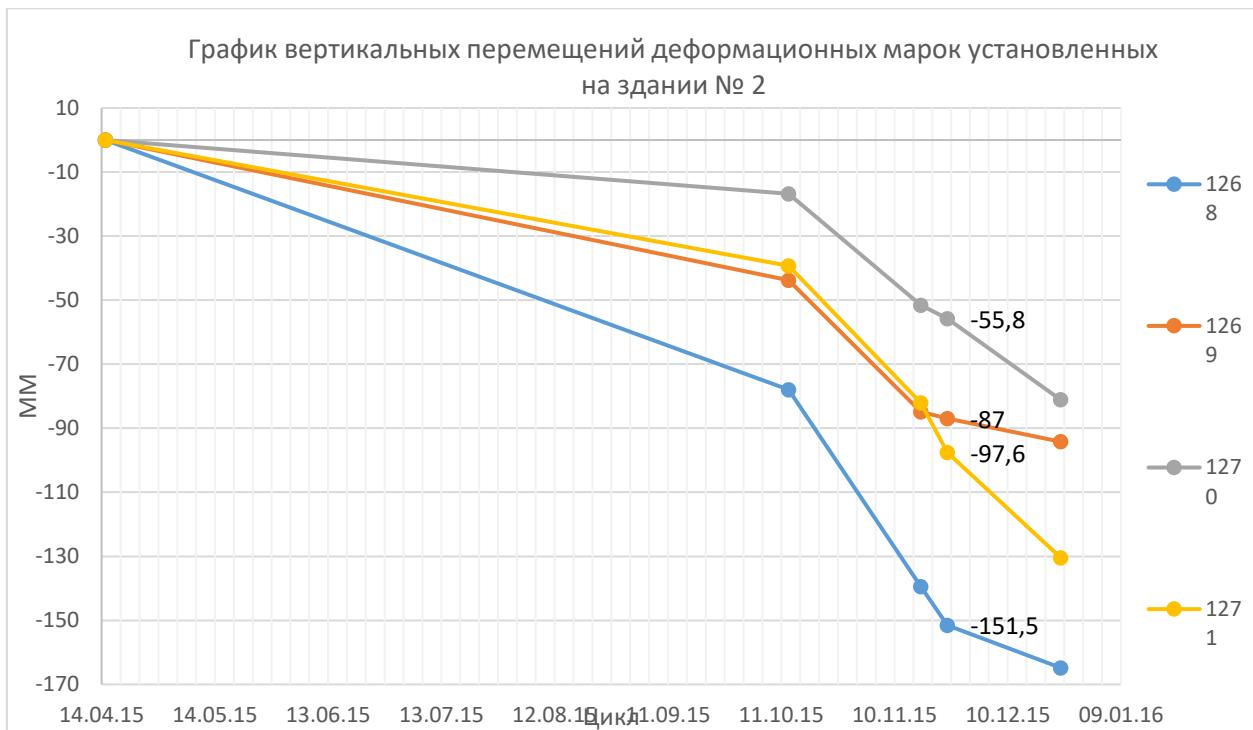


Рис. 1.14 График осадок здания № 2.



Рис. 1.15. Критерии оценки «критичности» деформаций зданий



Рис. 1.16. Трещина в несущей стене здания № 1.



Рис. 1.17. Трещины в несущей стене здания № 2.

При этом, относительная разность осадок оснований для первого здания составила 0,0012, что несколько превысило предельно-допустимую величину 0,001 и привело к образованию трещин в стенах, а во втором случае составила 0,007, что в 7 раз превысило допустимое значение, однако, в связи с жесткой конструктивной схемой здания не привело к негативным последствиям.

Описанный «феномен» вызван тем, что здания расположены непосредственно над строящимися перегонными тоннелями метрополитена с глубиной заложения более 20 м, пройденными ТПМК с активным пригрузом забоя в плотных мелких и пылеватых песках, супесях и суглинках, перекрытых сверху мощным слоем моренных суглинков тугопластичной консистенции. Ширина мульды деформаций составила более 100 м. Осадки оснований фундаментов зданий происходят совместно с грунтовым массивом, расположенным над тоннелем, что не вызывает значительных повреждений зданий.

Тем не менее, рядом специализированных организаций относительная разность осадок оснований в процессе мониторинга даже не определяется. В тоже время имеются примеры целенаправленного наблюдения за кренами зданий, расположенных вблизи глубокого котлована путём установки на них наклонометров и деформографов. Подобные наблюдения в режиме реального времени велись за зданиями и подземными сооружениями, расположенными в зоне влияния котлованов для реконструкции гостиниц «Москва» и «Интурист» (рис. 1.18).

Аналогичные явления отмечались в [66, 67, 123] для зданий, расположенных в зоне влияния строительства открытых котлованов.

*3. Унификация подхода к деформациям оснований фундаментов зданий, расположенных в зоне влияния строительства открытым и закрытым способами.*

Единственным нормативным документом, действующим в РФ и регламентирующим предельно-допустимые деформации оснований

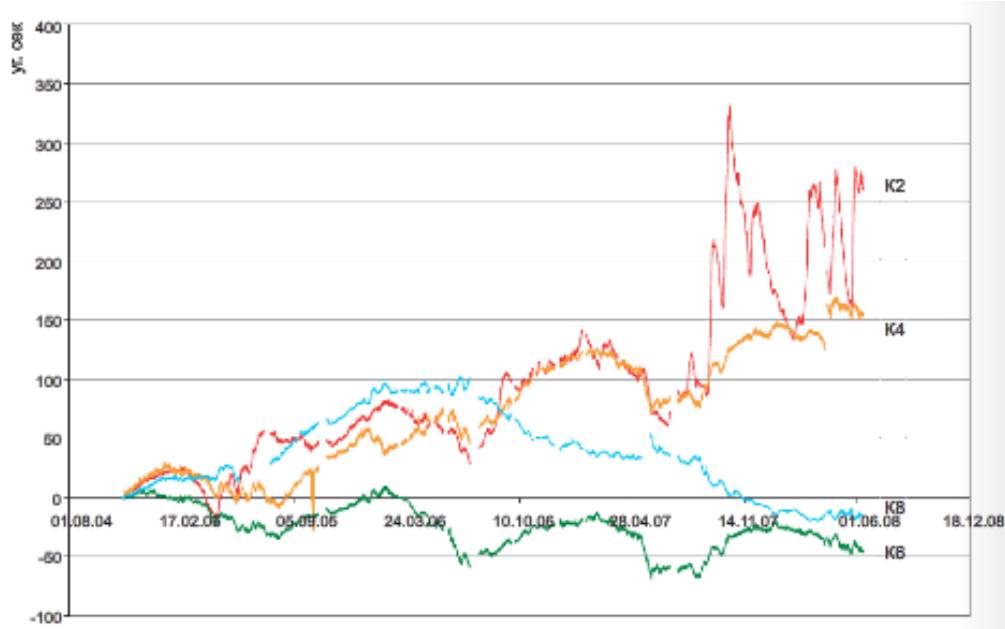


Рис. 1.18. Наклоны северо-восточной стены ТК «Охотный ряд», примыкающей к гостинице «Москва» на -3-м уровне [131]

существующих зданий, расположенных в зоне влияния нового строительства, является Приложение Л «Предельные дополнительные деформации основания фундаментов сооружений окружающей застройки, расположенных в зоне влияния нового строительства или реконструкции» [162]. Это «Приложение» базируется на Приложении 5 «Предельные дополнительные деформации существующих зданий» [145], и табл. 14.1 [116]. Данные нормативные документы разрабатывались для зданий, расположенных в зоне влияния открытого способа строительства.

В одном из разделов работы [123] показано, что при открытом способе строительства искривление земной поверхности гораздо меньше, чем при закрытом способе: наблюдаемый радиус кривизны поверхности  $R > 20$  км, т.е. территория не является подрабатываемой согласно требованиям табл. 5.1. [161]. В тоже время, согласно п. 5.1.4 [161], при строительстве подземных линейных сооружений (например, тоннелей метрополитена) необходимо руководствоваться требованиями по расчёту деформаций для зданий, расположенных на подрабатываемых территориях (рис. 1.19).

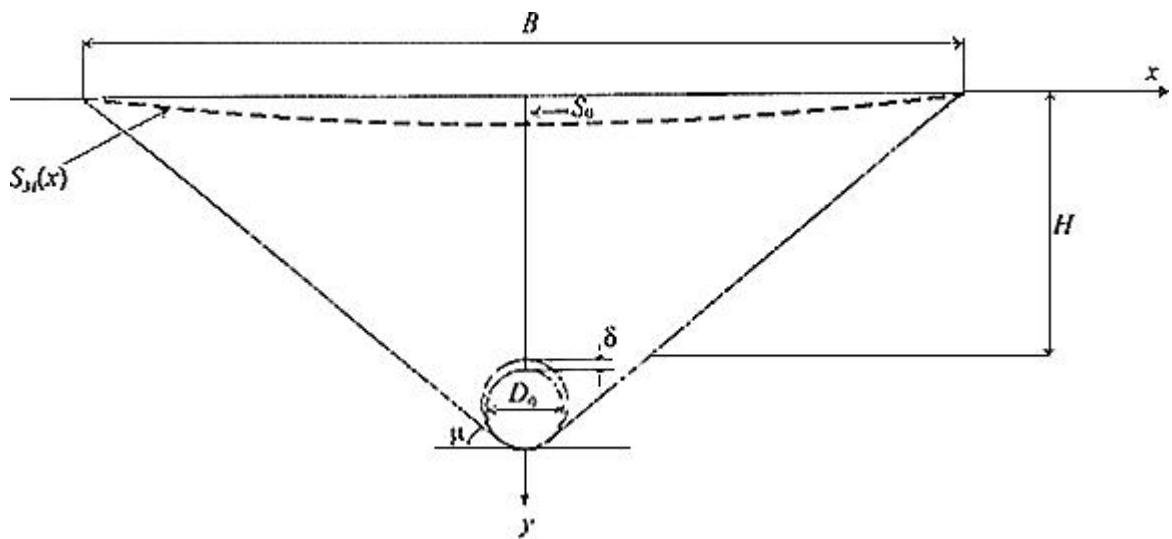


Рис. 1.19. Пример расчетной схемы деформирования основания над тоннелем [161]

Форму мульды деформаций поверхности в [161] на основании исследований [280] рекомендуется описывать кривой Гаусса:

$$S_M(x) = S_0 \exp(-x^2/a^2), \quad (1.2)$$

Расчёт формы мульды и влияния на неё таких параметров, как: величина перебора грунта при проходке, сжатие сечения грунта в результате изменения НДС массива при разработке грунта, изменения жёсткости тоннельной крепи и др. исследуется в работах [51, 73, 74, 113, 175, 278, 295, 297] и многих других. Сопоставление результатов расчётов по различным методикам показывает их близкую сходимость с данными натурных измерений (рис. 1.20).

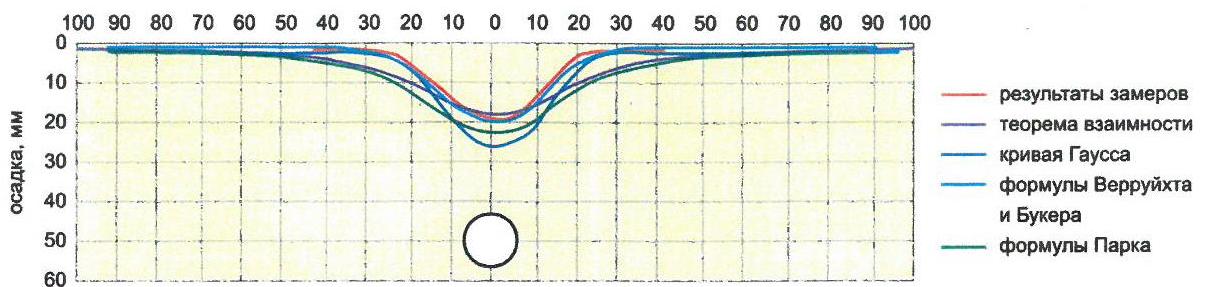


Рис. 1.20. Сопоставление результатов расчётов мульды осадок различными аналитическими методами с данными натурных измерений [51]

Как видно из рис. 1.20 для того, чтобы произвести расчёт по выражению (1.2) необходимо определить максимальную осадку поверхности над выработкой  $S_0$ . С этой целью можно воспользоваться выражением, предложенным [51]. В условных обозначениях [161] (см. рис. 1.20) оно будет иметь вид:

$$S_0 = \frac{D_0(F-P)}{2\mu\pi H} \left[ 1 + \frac{8\beta^2(1-\beta^2)}{3-4\beta^2} \right] \quad (1.3)$$

где  $\mu$  – модуль сдвига грунта, Н/м<sup>2</sup>;  $F$  – нагрузка на единицу длины поверхности вдоль оси тоннеля, Н/м;  $P$  – вес удалённой породы, Н/м;  $(F - P)$  – давление на грунт при проходке Н/м;  $\beta^2$  – соотношение квадратов скоростей распространения поперечных и продольных волн:

$$\beta^2 = \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \quad , \quad (1.4)$$

$\nu$  – коэффициент Пуассона.

Выражение (1.3) не учитывает наличие технологического перебора  $V_L$  (который понимается как разница между фактическим диаметром пройденной выработки и внешним диаметром крепи тоннеля). Для учёта перебора в [51] предлагается выражение (приведённое к виду обозначений на рис. 1.18):

$$S_0 = \frac{4V_L H(1+\nu^2)}{D_0(1-\nu^2)} \quad (1.5)$$

Требования к величине технологического перебора в [51] не устанавливаются.

Предельно-допустимые деформации оснований фундаментов существующих зданий, расположенных на подрабатываемых территориях, [161, 166] не нормируются.

Таким образом геотехнический мониторинг, кроме непосредственно наблюдения за осадками зданий, в частности, должен включать (рис. 1.21):

- анализ этих наблюдений;
- дополнительные изыскания на строительной площадке, в том числе геофизические работы, которые могут выявить утечки из инженерных коммуникаций, суффозионное разуплотнение грунтов основания зданий и проч.;



Рис. 1.21 Состав работ по геотехническому мониторингу

- расчёт совместной работы подземного сооружения с вмещающим массивом, с учётом данных измерений, материалов маркшейдерской и геологической служб, дополнительных изысканий и др.;
- техническое освидетельствование зданий и сооружений, расположенных в зоне влияния строительства;
- прогноз развития деформаций во времени с учётом фактического положения;

- управление технологическими воздействиями на существующую застройку и ПТГС в целом;
  - рекомендации по дальнейшему ведению работ;
- и многое другое.

В качестве примера приведём перечень работ, предусмотренных проектом мониторинга строительства транспортных тоннелей в составе Межтерминального перехода аэропорта «Шереметьево», разработанном при участии диссертанта:

1. Анализ: технологических процессов на строительной площадке, принимаемых решений в процессе ведения работ, отступлений от проекта, данных геологической и маркшейдерской служб, контроля качества строительства, геофизических исследований, результатов измерений перемещений зданий, сооружений, взлётно-посадочной полосы, напряжённо-деформированного состояния крепи тоннеля и вмещающего грунтового массива и проч.
2. Проведение контрольных расчётов методом математического моделирования в трёхмерной постановке «обратным ходом» с учётом данных п. 1.
3. Анализ вероятности возникновения нештатной ситуации.
4. Разработка заключений и рекомендаций по одобрению или корректировке (по необходимости) принятых технических решений.

Подобный подход применяется и при научно-техническом сопровождении строительства высотных зданий в г. Москве [179]. При наблюдении за осадками строящегося 31-но этажного здания было установлено, что расчётные осадки, полученные как численными (метод конечных элементов, расчётная осадка 170 мм), так и аналитическими (метод послойного элементарного суммирования, расчётная осадка 188,41 мм) методами существенно превышают фактически замеренные значения (максимальная 113,1 мм, минимальная 71,5 мм, средняя 97 мм). Проведение

расчётов «обратным ходом» позволило откорректировать величину модуля деформации грунтов основания и получить среднее значение осадки 97,72 мм. При этом расхождение модулей деформации грунтов по данным горно-геологических изысканий и мониторинга за строительством составили 51,5 %.

В качестве примера того, как принятые технологические решения влияют на безопасность эксплуатации существующей застройки рассмотрим, эту проблему с точки зрения открытого способа ведения работ, в частности применяемого при реновации жилой застройки в Москве. Этой теме посвящены исследования В.А. Ильичёва, П.А. Коновалова, М.Я. и С.М. Крицких, Н.С. Никифоровой, В.В. Семенюка-Ситникова, S.J. Boone, J.B. Burland, R. Katzenbach, C. Moormann, R.B. Peck, C.S. Yoo, J.H. Kim и др. [66... 68, 88, 121, 122, 156, 223, 226, 230, 234, 241, 245, 249, 250, 252... 255, 259, 264, 271, 272, 280, 296].

Одна из первых публикаций, связанных с анализом экспериментальных наблюдений за деформациями грунтового массива вблизи котлована, по-видимому, принадлежала автору [280]. Им были проанализированы осадки дневной поверхности вблизи котлована при использовании ограждающей конструкции в виде шпунта и металлических труб, в том числе с распорной системой (рис. 1.22). Эти исследования были продолжены [271, 272] на других типах ограждений котлованов: «стена в грунте» траншейного типа, из буросекущихся свай и из jet-свай, закреплённых распорной системой и грунтовыми анкерами.

Обобщение мирового опыта наблюдения за деформациями грунтового массива и существующей застройки вблизи нового строительства, выполненное в [230] показывает, что деформации дневной поверхности определяются следующими факторами (рис. 1.23).

В нашей стране этой проблеме, кроме указанных выше, посвящены публикации А.Н. Гаврилова, Е.М. Грязновой, Ю.К. Зарецкого, М.И. Карабаева, И.В. Колыбина, Р.А. Мангушева, В.П. Петрухина, В.М. Улицкого, А.Б. Фадеева, А.Г. Шашкина, К.Г. Шашкина и др. [30, 53, 54, 80, 134, 185, 188].



Рис. 1.22. Осадки поверхности при разработке грунта в котловане [280]

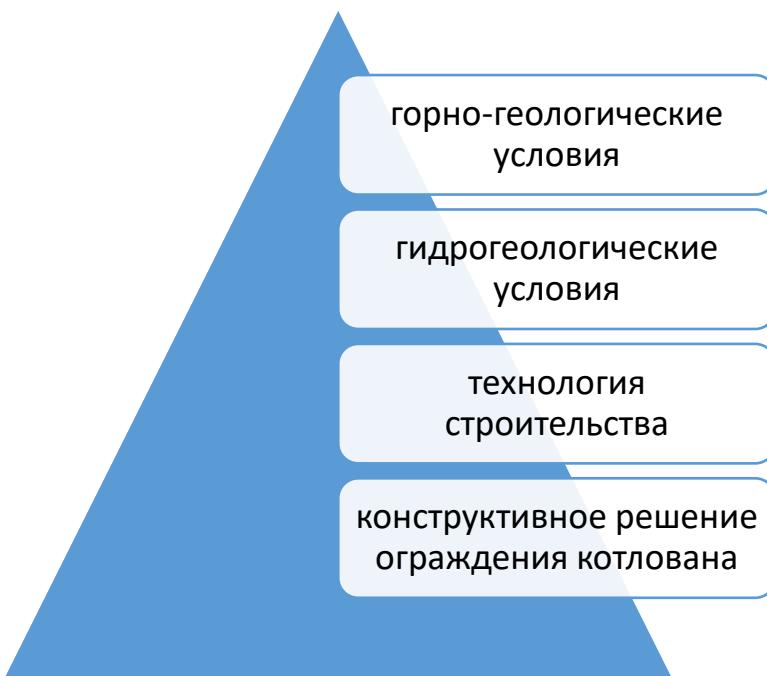


Рис. 1.23. Факторы, определяющие величину деформаций земной поверхности при новом строительстве в открытом котловане

В частности, степень влияния различных факторов на осадки зданий вблизи котлованов в условиях плотной городской застройки были проанализированы в работах [33, 121, 156].

Прогноз деформаций многоэтажных кирпичных зданий в г. Москве, с учётом метода крепления котлована глубиной до 12 м, на основе обобщения данных геодезических наблюдений даны в работах [66... 69, 252... 254]. В частности, в работе [69] был выполнен анализ деформаций окружающей застройки в зависимости от вида ограждающей конструкции котлована, включая «стену в грунте», изготовленную по различным технологиям и ограждения из металлических труб и двутавровых балок с деревянной забиркой. Авторами [69] показано, что вид ограждающей конструкции не является определяющим фактором, влияющим на осадки окружающей застройки и даются рекомендации по выбору типа крепления ограждения котлована в зависимости от категории технического состояния существующей застройки, горно-геологических условий площадки и относительной удалённости зданий от котлована.

В целом, основными факторами, определяющими величину деформаций зданий, расположенных в зоне влияния строящегося котлована, являются [116, 162]:

1. Относительная удалённость здания от котлована.
2. Вид ограждающей конструкции котлована и способ её крепления.

Сложившейся в настоящее время практикой в основном не учитываются технологические деформации сложившейся застройки в процессе подземного строительства. Изучению влияния технологических осадок на общие деформации зданий и сооружений в процессе нового строительства посвящены исследования В.В. Знаменского, В.А. Ильичёва, П.А. Коновалова, Р.А. Мангушева, Д.К. Минакова, О.А. Мозгачёвой, Е.Б. Морозова, Н.Ф. Никифоровой, В.П. Петрухина, Д.А. Сапина, А.Б. Фадеева, О.А. Шулятьева и др. [61, 65, 109, 123, 135, 154, 188, 211].

Понятие «технологических деформаций» фигурирует в СП 22.13330.2016, СП 248.1325800.2016 [162, 167] как «дополнительные технологические осадки фундаментов сооружений окружающей застройки от устройства «стены в грунте» траншейного типа, грунтовых инъекционных

анкеров, буроинъекционных свай», однако более подробно это понятие в нормативной литературе не раскрывается. В работе [109], непосредственно посвященной указанной проблеме, данное понятие раскрывается как «так называемой технологической осадки поверхности или зданий и сооружений в зоне влияния подземного строительства, вследствие чего прогнозируемая вертикальная деформация грунтового массива может оказаться меньше реальной, замеренной с помощью геодезических приборов», т.е. технологическая осадка рассматривается не как «дополнительные технологические осадки фундаментов сооружений окружающей застройки» [162] в результате работы строительных машин и механизмов, а как причина несовпадения расчётной и фактической осадок зданий. В тоже время, авторы [135] считают, что технологические осадки при открытом способе работ зависят от вида ограждающей конструкции, оборудования, применяемого при её изготовлении, горно-геологических и гидрогеологических условий площадки строительства, качества производства работ (рис. 1.24), а авторы [211] дополняют этот перечень: расстоянием между траншеей «стены в грунте» и фундаментом здания, длиной захватки, нагрузкой по подошве фундамента и плотностью бентонитового раствора.

Этого же мнения придерживаются и авторы [188], показавшие, что цементация грунтов основания существующих зданий в условиях Санкт-Петербурга сопровождается технологической осадкой порядка 0,5 – 1 см, а устройство буроинъекционных свай – порядка 1 см.

В ряде случаев, если это предусматривается проектом производства работ или технологическим регламентом, на опытном участке в пределах строительной площадки или непосредственно в процессе производства работ, выполняют наблюдения за влиянием технологических процессов на окружающую застройку. В большинстве случаев эти наблюдения заключаются в измерении вибраций, передающихся на грунты основания в процессе выполнения отдельных технологических операций, что является явно недостаточным в условиях многообразия применяемой строительной

техники и существующих методов производства работ в открытых котлованах. Это утверждение подтверждается исследованиями Е.М. Грязновой, С.К. и П.С. Лапиных, Т. Михальского, В.П. Петрухина, О.А. Шулятьева и др. [30, 93, 120, 134, 177].



Рис. 1.24. Факторы, определяющие величину технологических деформаций при устройстве ограждающих конструкций котлованов

Обзор отечественной научно-технической литературы позволяет выделить ряд случаев целенаправленного наблюдения за влиянием технологических операций на формирование полей напряжений, деформаций, вибраций и проч. в зоне влияния подземного строительства. Например, результаты экспериментальных исследований деформаций ограждающих конструкций котлованов в условиях плотной городской застройки приводятся в [109, 254, 255]

В работе [93] рассматриваются причины неравномерных осадок памятника архитектуры в г. Санкт-Петербург, вплотную к которому велось новое строительство со сносом ранее примыкавшего здания. Приведённые в

[93] результаты наблюдений позволяют выделить из графика осадок следующие технологические операции (рис. 1.25):

- разборка несущих конструкций сносимого здания привела к подъёму части наружной стены памятника на 4 мм;
- усиление фундаментов наружной стены буроинъекционными сваями диаметром 150 мм и длиной 15 м и цементация грунтов основания и тела фундаментов привело к осадкам стены на 3 мм;

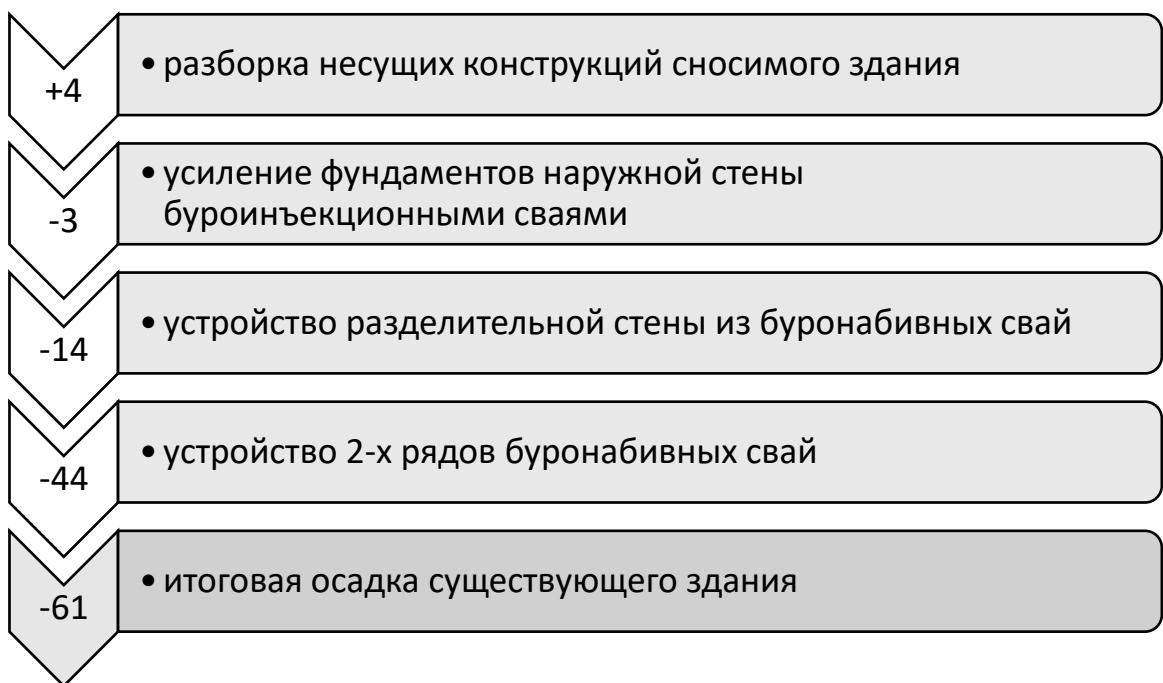


Рис. 1.25. Технологические деформации фундаментов существующего здания при ведении геотехнических работ (по материалам [93])

- устройство разделительной стены из буровибивных свай диаметром 430 мм длиной 13 м с тампонажными сваями диаметром 150 мм длиной 8 м, проводившееся в течение 3-х мес. привело к осадкам наружной стены памятника на 14 мм;
- при устройстве 2-х рядов буровибивных свай диаметром 600 мм вдоль наружной стены памятника осадки составили 44 мм и достигли суммарного значения в 61 мм.

Неравномерные осадки фундаментов памятника архитектуры проявились на расстоянии примерно 30-35 м от наружной стены. Наибольшие неравномерные осадки продольных стен были отмечены авторами [93] в пределах 10-20 м от наружной стены.

В процессе строительства наблюдения ведутся не только за осадками дневной поверхности и окружающей застройки, но и за горизонтальными перемещениями ограждения котлована, а также, в некоторых случаях, за изменениями НДС грунтового массива и ограждающей конструкции котлована. Так, при строительстве «нулевого цикла» гостиничного комплекса в Варшаве была организована система геодезических наблюдений за горизонтальными перемещениями ограждающих конструкций [120]. За время откопки котлована глубиной 11,5 м максимальное горизонтальное перемещение стены ограждающей конструкции составило 10 мм, что соответствовало прогнозируемому значению 11 мм. В тоже время перемещение реперов по углам котлована не превысило 3-4 мм.

Значительные деформации возникают и при усилении фундаментов существующих зданий. Так, при усилении фундаментов здания Старого Гостиного двора с использованием буроинъекционных свай и свай РИТ технологические деформации здания в процессе производства работ составили от 20 до 40 мм [65], а технологическая осадка реконструируемого здания театра TeatroCirco с устройством подземного пространства в Португалии при изготовлении буроинъекционных свай составила 6 мм [282]. Аналогичные осадки возникли при реконструкции с устройством подземного этажа здания театра La Fenice в Венеции, при усилении его фундаментов буроинъекционными сваями, опирающимися на закреплённые цементацией заиленные пески [222]. В [169] приводятся нормативные значения технологических осадок при усилении фундаментов сваями различных типов.

Анализ влияния технологической осадки здания от устройства отсечного экрана из бурозавинчивающихся свай при прокладке закрытым способом инженерного коллектора выполнен в [123]. Доля технологической

осадки здания при этом составляет от 32% до 92% от замеренной величины осадки в зависимости от расстояния между зданием и прокладываемым коллектором (табл. 1.3).

При этом необходимо отметить следующее:

1. Технологическая осадка здания автором [123] не замерялась, а определялась как разница между измеренной и прогнозируемой осадками.

2. Автор [123] делает вывод, что «чем дальше расположена выработка коллектора от здания, тем большую долю в осадке здания составляет технологическая осадка от устройства отсечного экрана».

Этим же автором приводятся результаты наблюдений за деформациями зданий при выполнении защитных мероприятий в процессе строительства Лефортовского транспортного тоннеля.

Таблица 1.3

**Доля технологической осадки здания от устройства отсечного экрана из бурозавинчивающихся свай в измеренной осадке при проходке инженерного коллектора [123]**

$m$	$S_{прог.зац}$ , мм	$S_{изм.зац}$ , мм	$S_{техн} = S_{прог.зац} - S_{изм.зац}$ , мм	$S_{техн}/S_{изм.зац} * 100\%$ , %
0,5	0,6	7,9	7,3	92
1,0	1,7	9,7	8,0	82
1,5	3,2	10,9	7,7	71
2,0	4,9	11,8	6,9	58
2,5	6,9	12,6	5,7	45
3,0	9,1	13,3	4,2	32

Примечания:

Условные обозначения, принятые в таблице:  $m$  – относительная удалённость прокладываемого коллектора от фундаментов существующего здания, определяемая как  $m=(H-h)/L$ , где  $H$  – глубина заложения тоннеля,  $h$  – глубина заложения подошвы фундаментов здания,  $L$  – расстояние в плане от здания до тоннеля;  $S_{прог.зац}$  – прогнозируемая (расчётная) осадка здания в результате выполнения защитных мероприятий,  $S_{изм.зац}$  – замеренная осадка здания после выполнения отсечного экрана,  $S_{техн}$  – технологическая осадка здания в результате устройства отсечного экрана из бурозавинчивающихся свай

Подобные подходы, с одной стороны, не позволяют в полной мере количественно оценить величину технологической деформации существующего здания, но, с другой стороны, учитывая абсолютные

величины замеренных осадок, они дают возможность с достаточной для решения инженерных задач степенью точности определить предполагаемое значение технологической деформации здания в результате проведения защитных мероприятий.

По результатам обзора отечественной и зарубежной научно-технической литературы составлена табл. 1.4, в которую сведены опубликованные данные по технологическим деформациям существующей застройки и ограждающих конструкций котлованов.

Представленный обзор литературных источников наглядно показывает, как принятые технологические решения подземного строительства влияют на деформации близрасположенных зданий. При этом, авторами [135] указывается, что технологическая составляющая осадки существующего здания в процессе нового строительства может достигать 40% от общей осадки, а в работе [122] показано, что при устройстве отсечных экранов различных конструкций доля технологической осадки в процессе их изготовления составляет от 30 до 90% общей осадки здания, включающей осадку от устройства подземной выработки или откопки котлована. Этого же мнения придерживается и [154], показавший, что в горно-геологических условиях г. Санкт-Петербурга это соотношение может достигать 80%. Таким образом, в среднем технологическая осадка поставляет порядка 60% от общей замеренной величины.

Авторы [211] провели сопоставление технологических и расчётных осадок, показавшее, что при устройстве «стены в грунте» траншейного типа технологические осадки могут достигать от 48 до 175% по сравнению с расчётной. При этом необходимо учитывать, что 39% аварийных ситуаций с существующими зданиями связано именно с технологией подземного строительства новых объектов [182].

Табл.1.4

**Технологические деформации существующей застройки при строительстве подземных сооружений открытым способом**

Объект	Технологическая операция	Горно-геологические условия до отметки дна котлована	Расстояние до фундаментов существующего дома, м	Глубина котлована, м	Осадка существующего дома, мм		Горизонтальное перемещение ограждения <sup>2</sup> , мм	Ускорения колебаний, м/с <sup>2</sup>	Источник
					прогноз	замеренное			
<b>Разборка существующего строения</b>									
Санкт-Петербург, Литейный пр.	5-ти этажный кирпичный дом, построенный более 200 лет назад	Насыпные грунты, водонасыщенные пески, супеси, суглинки	вплотную	—		+4 <sup>3</sup>			[93]
<b>Водопонижение</b>									
Северный корпус МГТУ им. Баумана, Москва. Защитные мероприятия при прокладке Лефортовского тоннеля	Понижение уровня воды в р. Яуза	Пески пылеватые, рыхлые, суглинки и глины от мягкотекучих	6	5		-2			[123]

<sup>2</sup> Если не указано иное, то имеется в виду горизонтальное перемещение верха ограждающей конструкции.

<sup>3</sup> В вертикальных деформациях «+» соответствует подъёму дневной поверхности или фундамента здания, «—» - опусканию. В горизонтальных: «—» - перемещение внутрь котлована, «+» - наружу.

Южный корпус МГТУ им. Баумана, Москва. Защитные мероприятия при прокладке Лефортовского тоннеля	Понижение уровня воды в р. Яуза	Пески пылеватые, рыхлые, суглинки и глины от мягкотекущих до текущих	6	6		-3			[123]
<b>Усиление фундаментов существующих зданий</b>									
Инъектированием									
Санкт-Петербург, Литейный пр.	Цементация грунтов основания и тела фундаментов	Насыпные грунты, водонасыщенные пески, супеси, суглинки	Вплотную	Около 8		-2			[93]
Московская обл., Аэропорт «Внуково»	Компенсационное нагнетание в основание здания	Насыпные грунты, глины, суглинки, супеси от мягко- до тугопластичных, пески влажные и водонасыщенные	Нет данных	18		+5			[30]
Оренбург, 10-ти этажный панельный жилой дом	Цементация контакта «фундамент-грунт»	Суглинки текучепластичные				1,2			[23]
Москва, М. Демидовский пер., д. 3, 8-ми этажный жилой дом	Укрепление основания здания на глубину 2,5 м суспензией «Микродур»	Пески рыхлые, мелкие и пылеватые, малой степени водонасыщения и насыщенные водой	вплотную	4	3,5	7,48			[139]
Турецкий торговый центр, Москва	«Стена в грунте» траншейного типа шириной 0,6 м, высотой 27 м с 3-мя рядами предварительно напряжённых грунтовых анкеров: <ul style="list-style-type: none"> <li>• устройство «стены в грунте»;</li> <li>• устройство «стены в грунте»;</li> <li>• устройство инъекционных грунтовых анкеров длиной 16 – 20 м</li> </ul>	Насыпь, пески, пластичные супеси, каменноугольные отложения		12,6					[134]
			5-8			4-5			
			3			6,6- 14,3			

			15-30			3,3- 5,3			
Свяями									
Санкт-Петербург, Литейный пр.	Усиление фундаментов буроинъекционными сваями диаметром 150 мм и длиной 15 м	Насыпные грунты, водонасыщенные пески, супеси, суглинки	Вплотную	Около 8		-3			[93]
Реконструкция TeatroCirco (Португалия) с устройством подземного этажа	Усиление фундаментов буроинъекционными сваями	Нет данных	Нет данных	Нет данных		-6			[282]
М.Гавриков пер., д. 29, Москва. Защитные мероприятия при прокладке Лефортовского тоннеля	Усиление фундаментов буроинъекционными сваями	Пески пылеватые, рыхлые, суглинки и глины от мягкотекучих до текучих	2,0	12		-10			[123]
Ладожская ул., д. 16, Москва. Защитные мероприятия при прокладке Лефортовского тоннеля	Усиление фундаментов буроинъекционными сваями	Пески пылеватые, рыхлые, суглинки и глины от мягкотекучих до текучих	2,0	8,5 – 11,0		-42			[123]
Бакунинская, д. 24, Москва. Защитные мероприятия при прокладке Лефортовского тоннеля	Усиление фундаментов вдавливаемыми сваями	Пески пылеватые, рыхлые, суглинки и глины от мягкотекучих до текучих	2,0	15		-3			[123]
Госпитальный пер., д. 8, Москва. Защитные мероприятия при прокладке Лефортовского тоннеля	Усиление фундаментов грунтоцементными сваями	Пески пылеватые, рыхлые, суглинки и глины от мягкотекучих до текучих	1	13		-2			[123]

Танковый пр., д. 6, Москва. Защитные мероприятия при прокладке Лефортовского тоннеля	Усиление фундаментов буроинъекционными сваями	Пески пылеватые, рыхлые, суглинки и глины от мягкопластичных до текучих	2,5	12,0		- 2...15			[123]
Северный корпус МГТУ им. Баумана, Москва. Защитные мероприятия при прокладке Лефортовского тоннеля	Усиление фундаментов грунтоцементными сваями	Пески пылеватые, рыхлые, суглинки и глины от мягкопластичных до текучих	6	5		-10			[123]
Старый Гостиный Двор. Усиление фундаментов при устройстве подземного этажа	Усиление фундаментов сваями РИТ	Насыпь; пески пылеватые, рыхлые; суглинки и глины от мягкопластичных до текучих				-40			[123]
Коровий вал, д. 9, стр. 1	Усиление фундаментов грунтоцементными сваями длиной 14,3 м	Насыпь, пески мелкие и средней крупности	вплотную			-13			[208]
Милютинский пер., вл. 10, Москва	Усиление фундаментов буроинъекционными сваями с уплотнённым забоем d159 мм	Насыпь, пески мелкие и средней крупности, супеси пластичные, суглинки тугопластичные	вплотную	8		-4			[208]
Милютинский пер., вл. 10, Москва	Усиление фундаментов грунтоцементными сваями d600 мм, устраиваемыми между трубобетонными сваями	Насыпь, пески мелкие и средней крупности, супеси пластичные, суглинки тугопластичные	вплотную	8		-2			[208]
Устройство разделительной стенки									
Прокладка коммуникационног о тоннеля под Лефортовской набережной, Москва	Устройство отсечного экрана из грунтоцементных свай d1200 мм	Пески пылеватые, рыхлые, суглинки и глины от мягкопластичных до текучих	6	5 – 6	1-7	-10			[123]

Прокладка коммуникационного тоннеля под Лефортовской набережной, Москва	Устройство отсечного экрана из грунтоцементных свай d1200 мм	Насыпные грунты, супеси и суглинки пластичной и мягкопластичной консистенции	1,4 – 2,8	3,5		-8			[124]
Танковый пр., д. 6, Москва. Защитные мероприятия при прокладке Лефортовского тоннеля	Устройство отсечного экрана из буросякующихся свай	Пески пылеватые, рыхлые, суглинки и глины от мягкопластичных до текучих	2,5	12,0		-1...9			[123]
Северный корпус МГТУ им. Баумана, Москва. Защитные мероприятия при прокладке Лефортовского тоннеля	Устройство отсечного экрана из грунтоцементных свай	Пески пылеватые, рыхлые, суглинки и глины от мягкопластичных до текучих	6	5		-5...9			[123]
Грузинский вал, д. 11, стр. 5. Защитные мероприятия при прокладке коллектора	Устройство отсечного экрана из трубобетонных свай d159 мм, погружаемых в скважины d180 мм, глубиной 10... 12 мм, с шагом 400 мм, с заполнением пространства между скважинами грунтоцементными сваями d700 мм	Рыхлые водонасыщенные пески	4,2 – 6,6	4		-1-3			[124]
Комплексные защитные мероприятия									
Южный корпус МГТУ им. Баумана, Москва. Защитные мероприятия при прокладке Лефортовского тоннеля	Устройство отсечного экрана из грунтоцементных свай, усиление фундаментов грунтоцементными и буроинъекционными сваями	Пески пылеватые, рыхлые, суглинки и глины от мягкопластичных до текучих	6	6		-19			[123]

Ограждение котлована										
Санкт-Петербург, Литейный пр.	Разделительная стена из буровабивных свай диаметром 430 мм длиной 13 м с тампонажными сваями диаметром 150 мм длиной 8 м	Насыпные грунты, водонасыщенные пески, супеси, суглинки	вплотную	Около 8		-14				[93]
Варшава, гостиничный комплекс	Ограждение котлована из jet-свай d800 мм: • на глубине -1,0 м; • на глубине -2,5 м	Нет данных	вплотную	11,5		-3	-11	-10 -8		[120]
Санкт-Петербург, Комендантская пл.	Ограждение котлована из ½ металлических труб d1000 мм, длиной 24 м с продольными и поперечными железобетонными ребрами	Слабые глинистые грунты	отсутств.	18		-300	-250			[183]
Санкт-Петербург, Лиговский пр.	Ограждение котлована из ½ металлических труб d1208 мм, длиной 12 м и 1-но ярусной распорной системой	Насыпной грунт, песчано-глинистые грунты, с прослоем торфа до отметки dna котлована	15 – 20	8,5		-18... -30		-50		[183]
Санкт-Петербург, Мариинский театр	Ограждение из шпунта ArcelorAU18, 2-х ярусная распорная система из труб d630 и 820 мм	Насыпной грунт, водонасыщенные пылеватые пески и суглинки текучие	2	11,5	-80	-120	-40	-25		[183]
Госпитальный пер., д. 8, Москва. Прокладка Лефортовского тоннеля	Ограждение котлована из металлических труб, заполненных бетоном и 2-х рядов jet-свай	Пески пылеватые, рыхлые, суглинки и глины от мягкотекучих до текучих	1	13		-7				[123]
Милютинский пер., вл. 10, Москва	Ограждение котлована из металлических труб d325×8 мм, с шагом 0,9 м, длиной 11,9 м	Насыпь, пески мелкие и средней крупности, супеси пластичные, суглинки тугопластичные	вплотную	8	14					[208]
Санкт-Петербург, пл. Востания. Строительство многоэтажного здания с подземной частью	Вибропогружение шпунта HZArcelor длиной 24 м	Насыпь, пески пылеватые, водонасыщенные, супеси и суглинки от текучей до полутвёрдой консистенции	До 20	11,0 – 13,5	100	-62				[185]

Строительство 18-ти этажного здания с 4-х уровневой подземной частью	Устройство 3-х уровней грунтовых анкеров при откопке котлована. Ограждение – траншейная «стена в грунте» толщиной 60 см и глубиной 21 м	Глины, пески, гравий	В плотную	16,15							[234]
	Библиотека				-	25...30					
	Школа (устройство 3-го и 4-го уровней грунтовых анкеров)				-	10...15					
	церковь				20		5				
<b>Возведение конструкций подземного сооружения</b>											
Санкт-Петербург, Литейный пр.	Устройство 2-х крайних рядов буровабивных свай диаметром 600 мм, длиной 22,0 м	Насыпные грунты, водонасыщенные пески, супеси, суглинки	Около 2-3 м	Около 8		-44					[93]
Санкт-Петербург, 16-ти этажный жилой дом	Забивка железобетонных свай 35×35, длиной 19 м вблизи существующих зданий: 4-х этажный кирпичный жилой дом с объектом ГО. Фундамент ленточный, бутовый 16-ти этажный жилой дом с подвалом. Фундамент свайный.	Насыпные грунты, суглинки и супеси от мягкотпластичных до полутвёрдых	20 м	Нет данных		-4				0,07	[110]
			40 м			-4					
Санкт-Петербург, Малая Морская, д. 23	Реконструкция с устройством буровабивных свай d620 мм в условиях плотной застройки	Насыпь, пылеватый песок, супесь текучая, пылевато-глинистые грунты текучие, тяжелые и мягкотпластичные суглинки		1-2 м до стен соседних зданий		5-8					[32]
Строительство 4-х уровневой подземной части здания в котловане глубиной 15 м	Производство работ методом simi-top-down	Насыпь, глины, пески	3 м	15		-5,4					[284]

## **Выводы по I главе**

В результате проведенного анализа теоретических основ и практических исследований в области обоснования системы комплексного планирования стратегии реализации технологий подземного городского строительства, основных тенденций и закономерностей освоения подземного городского пространства с учетом промышленно-экологической безопасности, основных целевых индикаторов качества ведения подземных работ в условиях природно-техногенной среды, обобщения и систематизации контролируемых параметров качества производства подземных работ с учетом и оценкой организационно-технологической и организационно-экономической надежности и устойчивости производственных процессов выявлено что:

1. Основным недостатком существующей системы комплексного планирования стратегии реализации технологий подземного городского строительства является наличие большого числа аварийных ситуаций в строительстве (~50,5% от общего числа аварий), причем первоочередной причиной является нарушение технологии и регламентов производства работ. Большую часть от замеренной осадки существующих зданий при ведении геотехнических работ (в среднем 40 – 60%, а в ряде случаев до 90% от общей осадки) составляют деформации, связанные с применяемой технологией строительства и технологическими параметрами работы машин и механизмов. При этом 39% аварийных ситуаций с существующими зданиями связано именно с технологией подземного строительства новых объектов. С учетом этого основная задача управления качества строительства – это обеспечение его безопасности. Исходя из этого, при оценке качества строительных работ в системе комплексного планирования стратегии реализации технологий подземного городского строительства должны использоваться показатели, позволяющие оценить снижение надежности и долговечности сооружений, с учётом допущенных отклонений, от проектных значений.

2. Обобщение и систематизация контрольных параметров качества производства геотехнических работ показывают, что существующая система нормативных показателей качества включает в себя 103 контрольных параметра, ни один из которых не учитывает влияние технологии строительства на безопасность существующей застройки. В качестве основного критерия, позволяющего объективно и надежно количественно охарактеризовать и оценить степень безопасности существующей застройки, как обратную реакцию на технологические параметры производства подземных работ следует использовать её деформации на базе геотехнического мониторинга. Анализ нормативно-технической документации и практики строительства позволяет заключить, что существующая система геотехнического мониторинга в основном сводится к геодезическим наблюдениям за осадками существующих зданий, расположенных в зоне влияния строительства.

3. Существующая система комплексного планирования стратегии реализации технологий подземного городского строительства в соответствии с СП 22.13330.2016 предусматривает, что предельно допустимые значения деформаций существующих зданий ориентированы только на обеспечение безопасности зданий, расположенных в зоне влияния строительства открытым способом и не могут быть применены при закрытом способе работ. При применении закрытого способа работ предельно-допустимые деформации могут быть увеличены от 2 до 7 раз в зависимости от конструктивной схемы здания или должен быть изменен критериальный подход. В связи с этим необходимо провести анализ и ранжирование современных технологий подземного строительства с точки зрения минимального воздействия на безопасность геотехнической системы.

4. На основе вышеизложенного обосновано, что требуется корректировка, трансформация и развитие системы комплексного планирования стратегии реализации технологий подземного городского строительства с учетом плотности городской застройки, геотехнического

мониторинга и инновационных технических решений по управлению геотехническим риском в рамках системы соответствующего обеспечения управления в сфере подземного градостроительства, что позволяет в конечном итоге количественно оценить обратную реакцию существующей застройки на параметры технологии подземных работ, повысить конкурентоспособность и инвестиционную привлекательность реализуемых проектов с учетом соблюдения интересов всех стейкхолдеров.

## ГЛАВА II

### РАЗРАБОТКА КОНЦЕПЦИИ, НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИХ И СИСТЕМОТЕХНИЧЕСКИХ ПРИНЦИПОВ СОЗДАНИЯ СИСТЕМЫ КОМПЛЕКСНОГО ПЛАНИРОВАНИЯ СТРАТЕГИИ РЕАЛИЗАЦИИ ТЕХНОЛОГИЙ ПОДЗЕМНОГО ГОРОДСКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

#### 2.1 Обобщение и анализ методологических подходов и современных прогрессивных технологий городского подземного строительства

Наиболее полный сбалансированный обзор эволюции развития стратегического менеджмента связан с именами таких видных аналитиков в этой области как Брюс Альстрэнд, Генри Минцберг и Джозеф Лэмпел. Они сформировали десять школ, объединенных по функциональным и методологическим принципам в три основные группы. Альфред Чандлер, Филип Селзник и Кеннета Эндрюса сформировали первые три школы, где представлены правила формирования стратегий на основе SWOT-анализа. Игорь Ансофф является родоначальником школы планирования с формализацией на основе процессов стратегического планирования. Ее важным достижением является разработка сценарного планирования. Майкл Портер является родоначальником школы позиционирования с формализацией на основе генерических стратегий (Бостонская матрица, модель PIMS и др). Остальные шесть школ носят специфический характер и отображают в основном, различные подходы и инструментарии процесса формирования функциональных аспектов различных стратегий (школа предпринимательства, когнитивная школа, школа обучения, школа власти, школа культуры, школа внешней среды). Третья группа представлена школой конфигурации с формализацией устойчивого синтеза и учета воздействия внутренних и внешних факторов.

Методология стратегического управления при этом ассоциируется со следующим понятием: совокупность взаимосвязанных принципов, инструментариев и методов принятия стратегических решений, увязанных с целеполаганием и способами их практической реализации, на основе которых

оптимизируется использование ресурсного потенциала и формируются адаптивные свойства к вызовам внешней среды.

В целом для осмыслиения дефиниции «методология» можно воспользоваться понятиями, изложенными и иллюстрированными рис. 2.1.

МЕТОДОЛОГИЯ	МЕТОДОЛОГИЯ	МЕТОДОЛОГИЯ
(от метод и логия) – учение о структуре, логической организации, методах и средствах деятельности	– система принципов и способов организации и построения теоретической и практической деятельности, а также учение об этой системе	– учение об организации деятельности
<i>Советский энциклопедический словарь, 1988</i>	<i>Философский энциклопедический Словарь 1983</i>	<i>А.М. Новиков, 2002</i>

Рис. 2.1. Общераспространенные понятия «методология»

Следует отметить, что наличие такого числа существенно различающихся по методологическим подходам школ характеризует сложность и объемность поставленной проблемы и главная задача заключается в том, чтобы придать целостность разрабатываемой методологии в обозначенной области. Подобную целостность можно достичь различными способами, но если выделить негативные и прагматические составляющие различных школ, руководствоваться сравнительным, системным, комплексным, общенаучным и специальными методологическими подходами, можно сформировать продуктивный подход к процессу синтеза различных концепций и трансформировать их в целостную систему комплексного планирования стратегии реализации технологий подземного городского строительства, который представлен на рис. 2.2.

## Методология комплексного планирования стратегий реализации технологий подземного строительства в условиях плотной городской застройки

Анализ теоретических основ и практических исследований в области обоснования системы комплексного планирования стратегии реализации технологий подземного городского строительства

### Этап 1 Аналитическая фаза (стратегическое сегментирование)

PESTLE-анализ, SWOT-анализ, протостратегии

Методологические подходы, системы методов, управленческие процессы, тенденции и закономерности, оценка и анализ, обобщение и систематизация, выделение негативных и продуктивных составляющих

### Этап 2 Синтез функциональной структуры системы комплексного планирования стратегий реализации

Формулирование миссии, целеполагание, целевые конечные индикаторы

Научно-методические и системотехнические принципы

Концептуальные основы, концепция, методические основы и положения, методики

Разработка методических основ (методик) информационно-аналитической системы управления процессом строительства промышленных объектов в условиях плотной городской застройки

### Этап 3 Моделирование алгоритмических блоков

Модельные исследования, математическое и физическое моделирование, расчетно-эмпирические методы прогнозирования

Стратегическое планирование

Разработка организационно-управленческого механизма реализации и внедрения инновационных технико-технологических решений в области подземного городского строительства с учетом минимизации геотехнических рисков и интерактивного управления параметрами геотехнологий

### Этап 4 Выбор и обоснование стратегий и ресурсное обеспечение

Методы теории управления и теории принятия сложных решений

Ресурсное планирование

### Этап 5 Фаза настройки и валидации

Верификация и апробация результатов исследований при комплексном планировании и выборе стратегий реализации геотехнологий строительства

Практическое приложение организационно-технологической и организационно-экономической направленности

Акторное планирование (форматирование и корректировка системы)

Рис. 2.2. Алгоритмически увязанные блоки иерархической соподчиненности разработки методологии комплексного планирования стратегий реализации строительных подземных технологий в условиях плотной городской застройки

Для построения единой системы комплексного планирования и управления стратегиями реализации технологий подземного городского строительства необходимо, в первую очередь, сформировать организационно-управленческую структуру, которая предопределяет выделение и первостепенную реализацию основных видов деятельности и составные элементы успешной и эффективной в экономическом плане реализации стратегий с установлением системы внутренних связей и обеспечения их адаптивной координации с формированием упорядоченного баланса. При этом следует подчеркнуть, что именно технологические особенности процесса предопределяют специфичность процесса принятия управленческих решений.

Специфичность процесса принятия управленческих решений проявляется в следующих аспектах. Одновременно с увеличением объёмов подземного строительства, во всём мире наблюдается и рост новых («высоких», «передовых», «щадящих», «прогрессивных») технологий подземного строительства, качественного развития строительной и тоннелепроходческой техники [1, 11, 29, 95]. Задачи минимизации технологического воздействия подземного строительства на сложившуюся природно-техногенную среду рассматривались в работах 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, Б.И. Федунца, В.В. Чеботаева, Е.В. Щекудова, C.H.Chen, Y.C.Tsai, T.R. Wen и др. [7, 12... 14, 89, 97... 100, 129, 130, 170, 197, 233, 269].

Учитывая разнообразие терминов, характеризующих безопасность применяемой технологии по отношению сложившейся природно-технической геосистеме: «высокие», «новые», «передовые», «щадящие», «прогрессивные», для удобства дальнейшего изложения остановимся на термине «прогрессивные» технологии, наиболее часто встречающиеся в научно-технической литературе, посвящённой освоению подземного пространства.

Впервые понятие прогрессивных технологий подземного строительства по-видимому был введено Б.А. Картозия и Е.В. Петренко и названо ими «высокие» технологии. В.М. Мостковым в работе [11] это понятие формулируется следующим образом: «технологии, основанные на принципах, резко отличающихся от ранее известных – с одной стороны, либо приводящие к иным результатам, либо исключающие вредные явления, либо увеличивающие эффект – с другой... Все высокие технологии в подземном строительстве любой отрасли связаны друг с другом одинаковыми технологическими операциями, механизмами, конструкциями, однако в различных горно-геологических условиях они отличаются друг от друга».

Со временем это представление видоизменилось и в настоящее время, согласно С.Н. Власову, под прогрессивными технологиями в подземном строительстве принято понимать технологические процессы, выполняемые с использованием высокопроизводительного оборудования, адаптируемого к геологическим условиям, и компьютерным управлением, позволяющим более эффективно выполнять всю последовательность включаемых в процесс операций [1].

Прежде всего, это определение относится к строительству тоннелей в сложных горно-геологических и гидрогеологических условиях с помощью механизированных тоннелепроходческих комплексов (ТПМК) с активным пригрузом забоя. Эти комплексы позволяют максимально автоматизировать (на современном уровне развития техники) все операции проходческого цикла, унифицировать технологические и конструктивные решения строительства, снизить до минимума количество проходчиков и обслуживающего персонала.

При проходке буровзрывным способом тоннелей в скальных грунтах широко используются компьютеризированные буровые установки, комплексно обурувающие забой. Всё более широкое применение находят механизированные опалубочные комплексы, предназначенные для возведения многослойных монолитных бетонных обделок со встроенными системами

гидроизоляции и дренажа. Все эти технические решения позволяют повысить производительность труда и темпы строительства при одновременном снижении его стоимости. В тоже время, использование прогрессивных технологий и современного тоннелепроходческого оборудования предъявляет повышенные требования к квалификации персонала и общему техническому уровню не только строительной организации, но и Заказчика, Изыскателей и Проектировщиков (рис. 2.3).

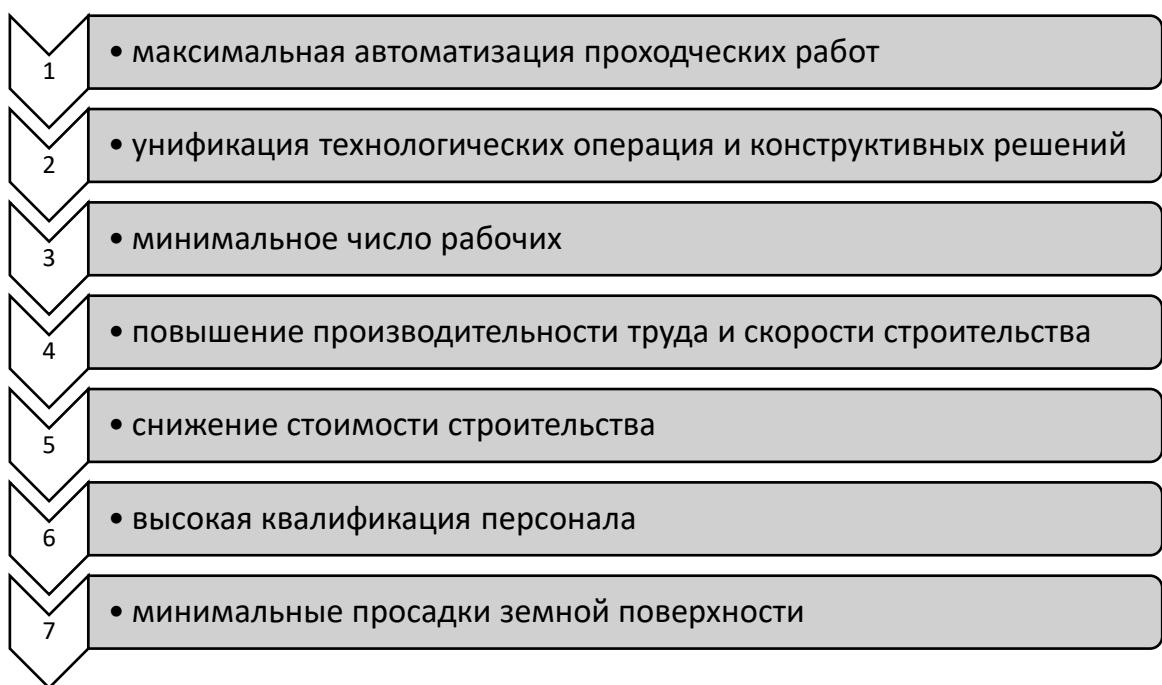


Рис. 2.3. Характерные признаки прогрессивных технологий закрытого способа работ

Еще одна современная тенденция применения прогрессивных технологий подземного строительства – максимально возможная автоматизация ведения работ, начиная от использования систем спутниковой связи точного позиционирования GPS (Global Positioning System) при геодезическом и маркшейдерском обеспечении строительства и до применения автоматизированных щитовых комплексов и робототехники.

Как считает экс-президент Международной ассоциации тоннелестроения А. Хаак, основные научные исследования в подземном строительстве сейчас направлены на решение следующих задач [194]:

- повышение уровня механизации и автоматизации проходки;
- сокращение до минимума влияния просадки грунта на окружающую среду;
- ответственность поколения производителей перед будущим поколением пользователей с учётом расчётного срока службы тоннелей 100 лет и более.

Особенности подземных строительных работ требуют и соответствующих способов их ведения (рис. 2.4), что в свою очередь требует постоянного совершенствования методов организации и контроля качества подземного строительства, а также разработки и использования самых современных технологий подземного строительства, обеспечивающих максимально возможные скорость и минимальную стоимость строительства при минимальном воздействии на геотехническую среду, т.е. принятая технология должна обеспечивать [31]:

- неизменяемость конструкции и безопасную эксплуатацию близрасположенных зданий и сооружений;
- минимизировать уровень шума и вибрации;
- оказывать минимальное воздействие на загрязнение воздуха, подземных вод, прилегающей территории отходами строительного производства.

В настоящее время можно следующим образом развить представление Е.В. Петренко, В.М. Мосткова и С.Н. Власова о прогрессивных технологиях подземного строительства: прогрессивные технологии – это технологические процессы, машины и механизмы, позволяющие максимально безопасно сформировать геотехническую среду. Таким образом, к прогрессивным технологиям, как закрытого, так и открытого способов работ, можно отнести только те из существующих методов ведения работ и применяемого оборудования, которые обеспечивают максимально возможные механизацию и автоматизацию строительства, качество и безопасность возведения

подземных сооружений, сохранность и безопасную эксплуатацию существующей застройки, минимальное влияние строительства на геоэкологическую среду. Основные критерии прогрессивных технологий подземного строительства приведены на рис. 2.5.



Рис. 2.4. Особенности подземного ведения строительных работ

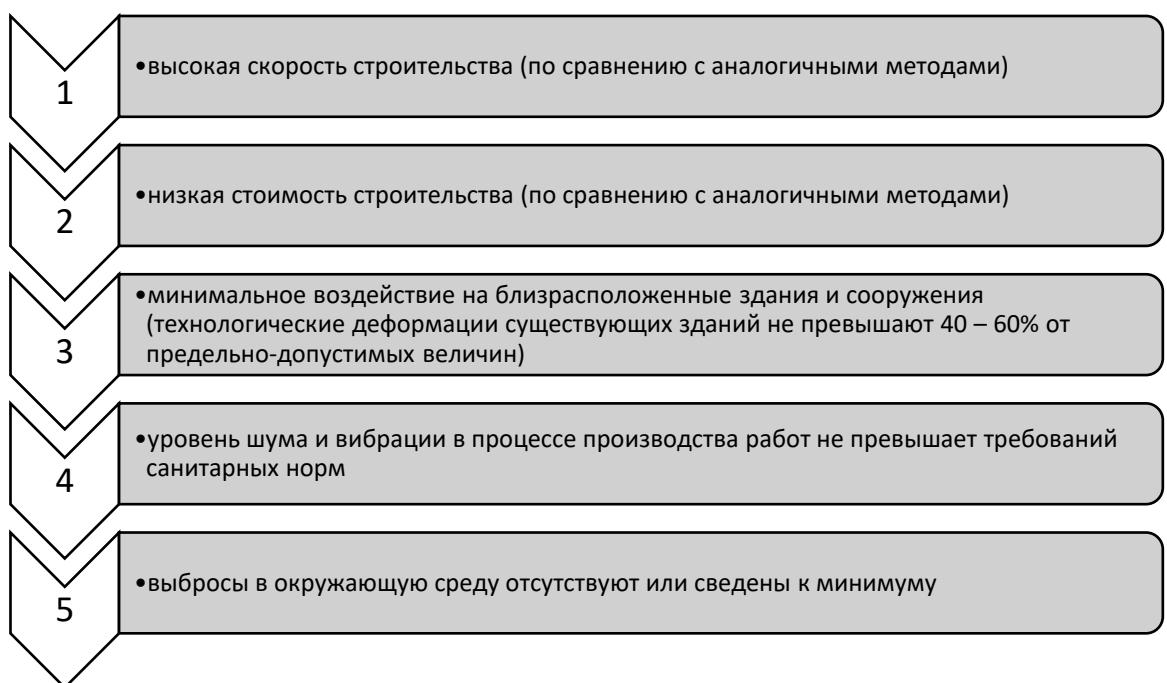


Рис. 2.5. Основные критерии прогрессивных технологий подземного строительства

## **2.2 Анализ факторов, оказывающих влияние на геотехническую систему при применении современных технологических решений освоения подземного пространства**

Системное планирование стратегий реализации строительных технологий в области подземного строительства является одной из областей, характеризующихся высокой степенью интеллектуальной сложности, поскольку требует принятия организационно-управленческих решений на основе привлечения широкого круга производственных процедур и правил, анализа процесса их «генерирования» и адаптации к конкретным гидрогеологическим и горно-геологическим условиям реализации с формированием условий оптимальной взаимоувязки и взаимного согласования функционирования всех звеньев. В связи с этим рационально и необходимо провести анализ факторов, оказывающих влияние на ПТГС при применении современных технологических решений освоения подземного пространства. В этом направлении актуальны следующие составляющие строительных технологий.

### **Ограждающие конструкции котлованов**

Строительство подземных сооружений открытым или полузакрытым способами в условиях плотной городской застройки ведётся в котлованах глубиной в среднем 12 – 15 м. В ряде случаев могут использоваться котлованы и большей глубины. В настоящее время имеются примеры строительства котлованов глубиной до 40 м [240]. Для обеспечения сохранности окружающей застройки практически всегда производится предварительное устройство ограждающих конструкций. С этой целью используются, конструкции, приведённые на рис. 2.6.

шпунты и трубы	«стена в грунте»
<ul style="list-style-type: none"> <li>• трубы</li> <li>• прокатный профиль</li> <li>• трубчатый шпунт</li> <li>• гидротехнический шпунт</li> <li>• полимерный шпунт</li> <li>• железобетонный шпунт</li> <li>• деревянный шпунт</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• траншейная</li> <li>• из буровых свай</li> <li>• из jet-свай</li> <li>• из свай РИТ</li> </ul>

Рис. 2.6. Классификация ограждений котлованов

Соответственно различаются методы производства работ при устройстве ограждающих конструкций котлованов и оказываемое ими влияние на существующие здания и сооружения. Изучению влияния открытого способа работ на сохранность окружающей застройки посвящены 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. [6, 25, 53, 54, 67, 69, 80, 88, 108, 110, 121, 145, 156, 184, 188, 223, 226, 230, 234, 241, 245, 249, 250, 252... 255, 259, 264, 271, 272, 280, 287, 297].

Для погружения свай и металлических конструкций в грунт долгое время использовались крупногабаритные машины и механизмы ударного действия (копры, дизель-молоты) и вибропогружатели (рис. 2.7).

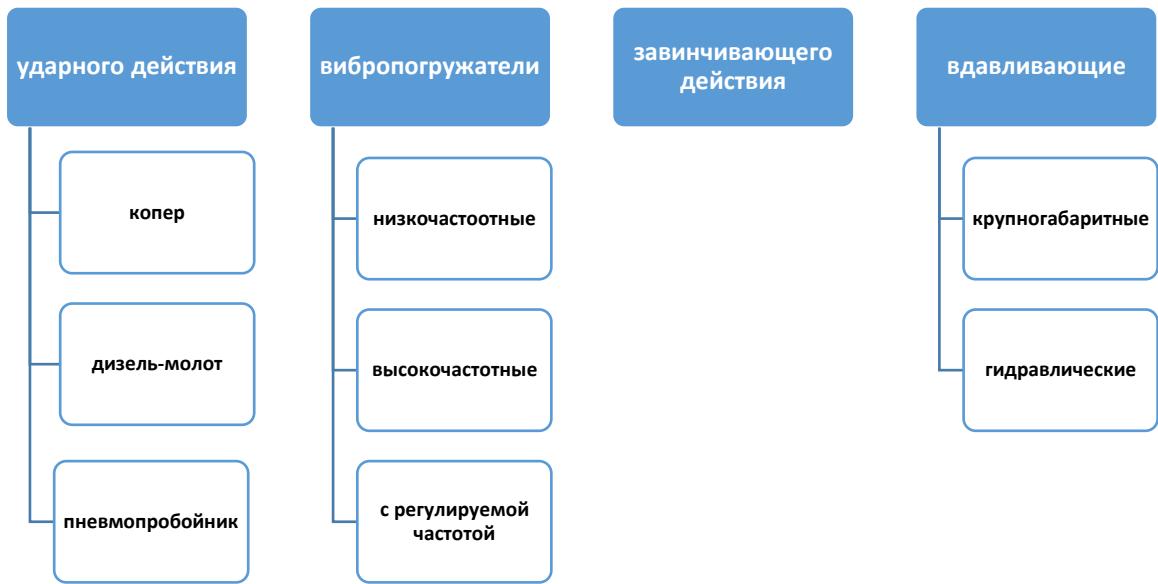


Рис. 2.7. Классификация оборудования для погружения свай и шпунта

Основным недостатком применения этих технологий являются ударные и вибрационные воздействия на грунтовый массив, приводящие к последствиям, показанным на рис. 2.8.

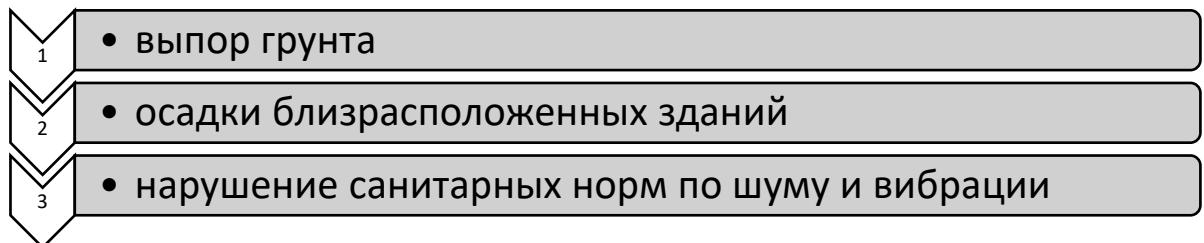


Рис. 2.8. Систематизация недостатков применения ударных методов погружения свай и шпунта

Пример негативного влияния забивки свай на здания, расположенные примерно в 30 м от места строительства жилого комплекса в г. Казань приведен в [119]. Ширина раскрытия трещин в 5-ти этажных кирпичных жилых домах местами достигла 10 мм.

Для снижения негативного воздействия в основном применяются мероприятия, которые прямо или косвенно ограничивают производительность

работ (рис. 2.9). В качестве примера можно привести технические решения по обеспечению сохранности существующей застройки, принятые при строительстве ранее упомянутого жилого комплекса в г. Казани: забивка железобетонных свай в предварительно пробуренные лидерные скважины, заполненные глинистым раствором, с предварительным устройством защитного экрана из буровабивных свай, изготовленных под защитой обсадных труб. При этом забивку внутри ограниченной экранами зоны было рекомендовано [119] вести по направлению от защитных экранов к центру свайного поля.

В 1986 году были разработаны и введены в действие ВСН 490-87 [28], существенно ограничивающие применение подобных технологических решений в городских условиях. Сейчас подобные механизмы в нашей стране в основном применяются при ведении работ на незастроенной территории. В тоже время, за рубежом для погружения и извлечения свай и шпунта вблизи существующих зданий широко используются высокочастотные вибропогружатели (с частотой 38 Гц) [24]. Экспериментальные исследования виброускорений на поверхности грунта при извлечении шпунта в условиях плотной городской застройки г. Санкт-Петербурга показали, что при увеличении расстояния от точки изменения до места извлечения шпунтины в 1,57 раза виброускорение на поверхности грунта падает в 1,89 раза.

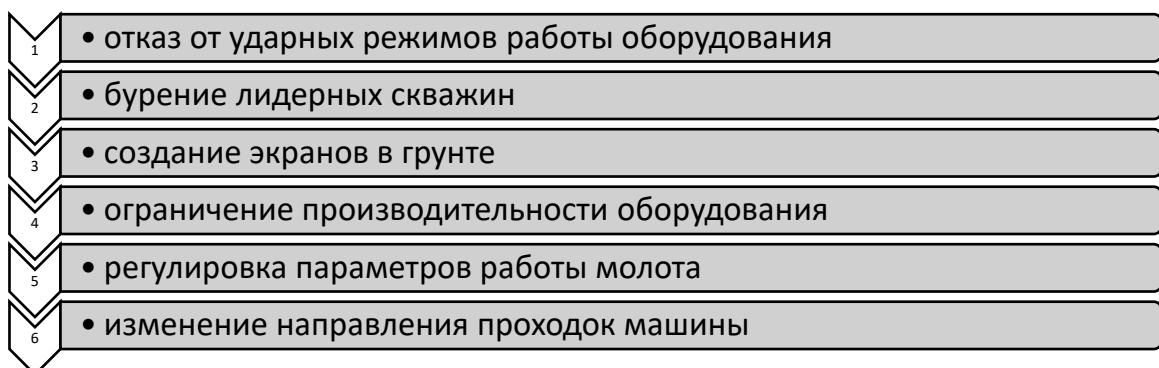


Рис. 2.9. Классификация мероприятий по снижению негативных последствий от забивки свай и шпунта (по материалам [31])

Широкое применение при погружении металлических свай и трубчатого шпунта в городских условиях, в том числе вплотную к существующим зданиям и внутри них, нашли аппараты для бестраншейной прокладки инженерных коммуникаций – реверсивные пневмопробойники (рис. 2.10) [85, 96, 206, 207]. Применение этих механизмов характеризуется минимальным вибрационным воздействием на существующую застройку, здания практически не получают деформаций в процессе производства работ, однако работа пневмопробойников характеризуется негативным воздействием воздушного шума механического происхождения на работающих, что требует применения средств индивидуальной защиты.



Рис. 2.10. Применение пневмопробойников при усилении фундаментов здания

Для снижения технологического воздействия на окружающие здания при погружении свай и шпунта (в том числе трубчатого), используются их завинчивание и задавливание. Эти технологии характеризуются практически полным исключением ударных и вибрационных воздействий на породный массив, что позволяет вести работы в непосредственной близости от существующей застройки.

Вдавливание статической нагрузкой полностью исключает динамические воздействия на существующую застройку и сводит к минимуму дополнительные технологические деформации существующих зданий (табл. 2.1). Для этого используют современные сваевдавливающие системы, содержащие в своей конструкции гидравлическую сваевдавливающую машину и координационный модуль, обеспечивающий: высокую производительность труда, точность погружения, контроль качества работ в режиме реального времени [118] (рис. 2.11). При этом производительность достигает 40 свай сечением 350×350 мм, длиной 15 м за 10 часов [294]. Применение таких машин позволяет (рис. 2.12) полностью исключить динамическое, вибрационное и акустическое воздействие на окружающую среду. Процесс выполнения работ сопровождается автоматизированным контролем усилия вдавливания каждой сваи в режиме реального времени и в пространственных координатах.

Табл. 2.1.

#### **Технологические осадки оснований и фундаментов существующих зданий при вдавливании вблизи них свай и шпунтов [28]**

Фундаменты существующего сооружения	Группа грунтов основания	Максимальные ожидаемые осадки фундаментов при вдавливании свай в зоне 6 м от сооружений, см	
		с поверхности	в лидерные скважины
На естественном основании	1	1,0	0,5
	2	1,5	0,75
	3	2,0	1,0
	1	0,7	0,35
	2	1,0	0,5
	3	1,4	0,7
Свайные			



Рис. 2.11. Сваевдавливающая машина СО-450

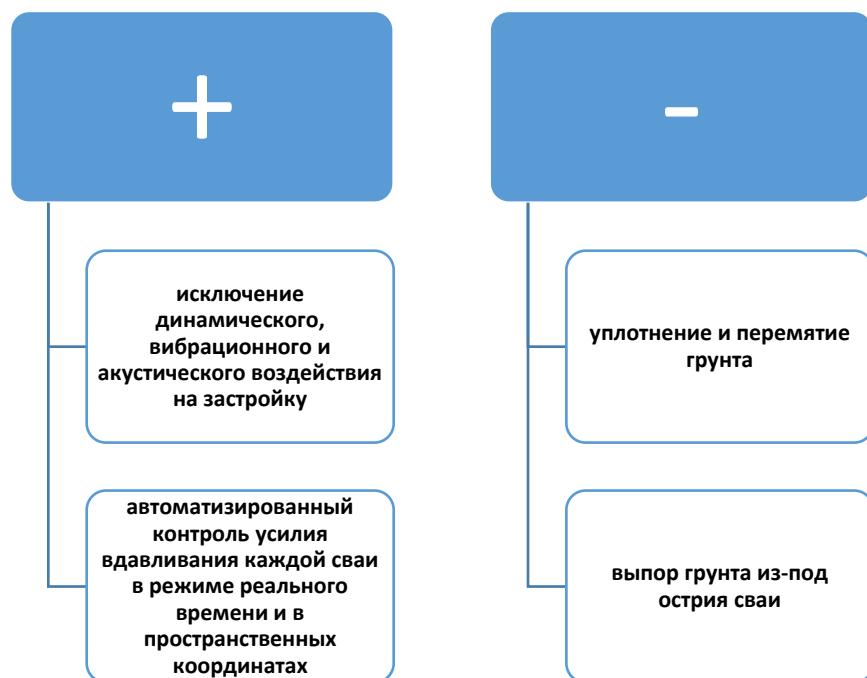


Рис. 2.12. Систематизация положительных и отрицательных свойств метода вдавливания свай и шпунта

Основными недостатками этой технологии являются переуплотнение и выпор грунта.

Для устройства котлованов глубиной от 15 до 35 м (и более) в условиях плотной застройки, в сложных горно-геологических и гидрогеологических условиях широко используются конструкции под общим наименованием «стена в грунте». Применяемые технологические решения можно систематизировать следующим образом:

1. устройство железобетонной стены толщиной в основном от 600 до 2400 мм (в некоторых случаях и более) в траншее, разрабатываемой грейфером, бурофрезерной установкой или гидрофрезой под защитой бентонитового раствора;
2. стена из буросекущихся или бурокасающихся свай;
3. стена из свай, выполненных по разрядно-импульсной технологии (РИТ);
4. стена из грунтоцементных свай.

Научные основы способа «стена в грунте» в нашей стране были разработаны В.Я. Копейко А.Н. Мещеряковым, М.И. Смородиновым, Б.С. Фёдоровым, В.Б. Хейфецом, П.И. Ястребова [83, 117, 148, 190, 191, 217]. Современное гидрофрезерное оборудование позволяет устраивать «стены в грунте» глубиной до 70 м и шириной от 0,4 до 2,4 м (рис. 2.13).

Одна из наиболее сложных задач при изготовлении монолитной «стены в грунте» - обеспечение прочности и водонепроницаемости стыков между захватками. Для контроля качества изготовления траншейной «стены в грунте» до её откопки (в том числе в ряде случаев и стыков между захватками) в основном используются неразрушающие геофизические методы (рис. 2.14), которые позволяют:

1. определить фактическую глубину исследуемой конструкции;
2. провести проверку её однородности и сплошности;
3. оценить соответствие фактической прочности бетона на одноосное сжатие проекту.



Рис. 2.13. Гидрофреза для откопки «стены в грунте» траншейного типа

Применение современных технологических решений, показанных на рис. 2.15, позволяет повысить ряд параметров качества изготовления «стены в грунте» траншейного типа.

В работах С.О. Зеге, И.В. Колыбина и Л.В. Маковского описывается технология изготовления сборно-монолитной «стены в грунте» с листовой арматурой (СМГЛА), разработанной в инженерном центре «ЗЭСТ» [56, 79, 105, 105]. Такая конструкция позволяет снизить количество некачественно пробетонированных участков, повысить сплошность и водонепроницаемость конструкции.

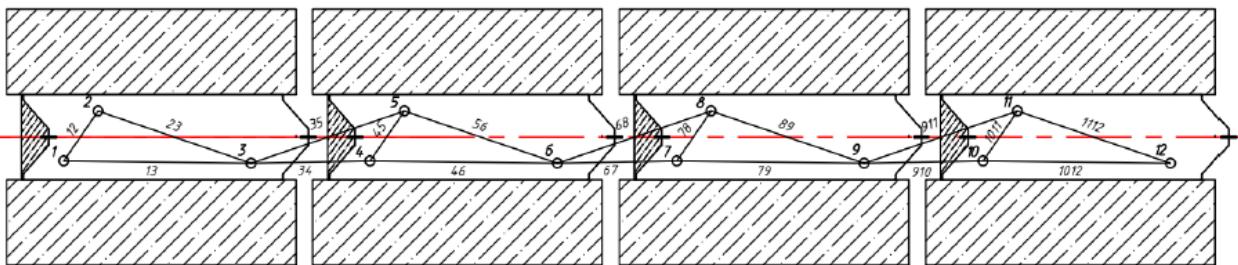
Изготовление монолитных и сборно-монолитных траншейных «стен в грунте» в условиях плотной городской застройки ограничивается рядом условий (рис. 2.16). При их несоблюдении, используется «стена в грунте» из свайных элементов, в том числе из секущихся или касающихся буронабивных свай [217].

Заходка №22

Заходка №23

Заходка №24

Заходка №25



Заходка №	11
Пара каналов	13
Дата	11.04.19
База измерения, мм	1100
Шаг измерения, мм	1000

Внорм, Мпа	45,0
Rm, МПа	52,58
Vf, МПа	42,06

№	H1, м	H2, м	T, мкс	V, м/с	R, Мпа
1			241,6	4553	53,46
2	1,00	1,00	236,5	4652	55,44
3	2,00	2,00	229,1	4800,5	58,41
4	3,00	3,00	229,1	4800,5	58,41
5	4,00	4,00	252,6	4355	49,5
6	5,00	5,00	229,1	4800,5	58,41
7	6,00	6,00	236,5	4652	55,44
8	7,00	7,00	261,5	4206,5	46,53
9	8,00	8,00	239,0	4602,5	54,45
10	9,00	9,00	261,5	4206,5	46,53
11	10,00	10,00	247,0	4454	51,48
12	11,00	11,00	258,5	4256	47,52
13	12,00	12,00	244,3	4503,5	52,47
14	13,00	13,00	239,0	4602,5	54,45
15	14,00	14,00	226,8	4850	59,4
16	15,00	15,00	249,7	4404,5	50,49
17	16,00	16,00	261,5	4206,5	46,53
18	17,00	17,00	231,5	4751	57,42
19	18,00	18,00	239,0	4602,5	54,45
20	19,00	19,00	241,6	4553	53,46
21	20,00	20,00	261,5	4206,5	46,53
22	21,00	21,00	244,3	4503,5	52,47
23	22,00	22,00	258,5	4256	47,52
24	23,00	23,00	231,5	4751	57,42
25	24,00	24,00	234,0	4701,5	56,43
26	25,00	25,00	244,3	4503,5	52,47
27	26,00	26,00	249,7	4404,5	50,49
28	27,00	27,00	255,5	4305,5	48,51
29	28,00	28,00	234,0	4701,5	56,43
30	29,00	29,00	239,0	4602,5	54,45
31	30,00	30,00	258,5	4256	47,52
32	31,00	31,00	231,5	4751	57,42
33	32,00	32,00	236,5	4652	55,44
34	33,00	33,00	241,6	4553	53,46
35	34,00	34,00	261,5	4206,5	46,53
36	35,00	35,00	226,8	4850	59,4
37	36,00	36,00	252,6	4355	49,5
38	37,00	37,00	226,8	4850	59,4
39	38,00	38,00	261,5	4206,5	46,53
40	39,00	39,00	252,6	4355	49,5
41	40,00	40,00	261,5	4206,5	46,53
42	41,00	41,00	255,5	4305,5	48,51
43	42,00	42,00	241,6	4553	53,46
44	43,00	43,00	229,1	4800,5	58,41
45	44,00	44,00	258,5	4256	47,52

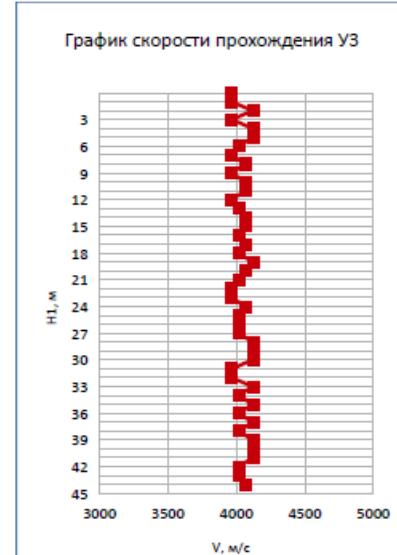
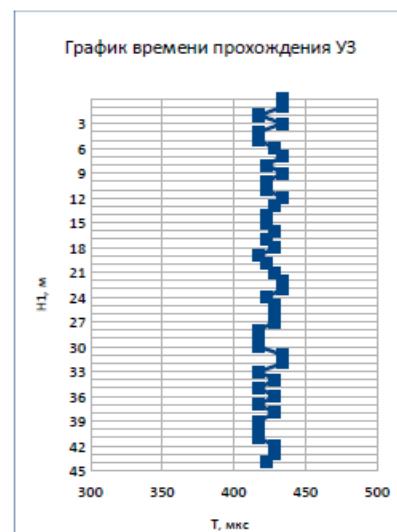


Рис. 2.14. Схема и результаты контроля качества «стены в грунте траншейного типа» глубиной 44,2 м с применением ультразвукового метода

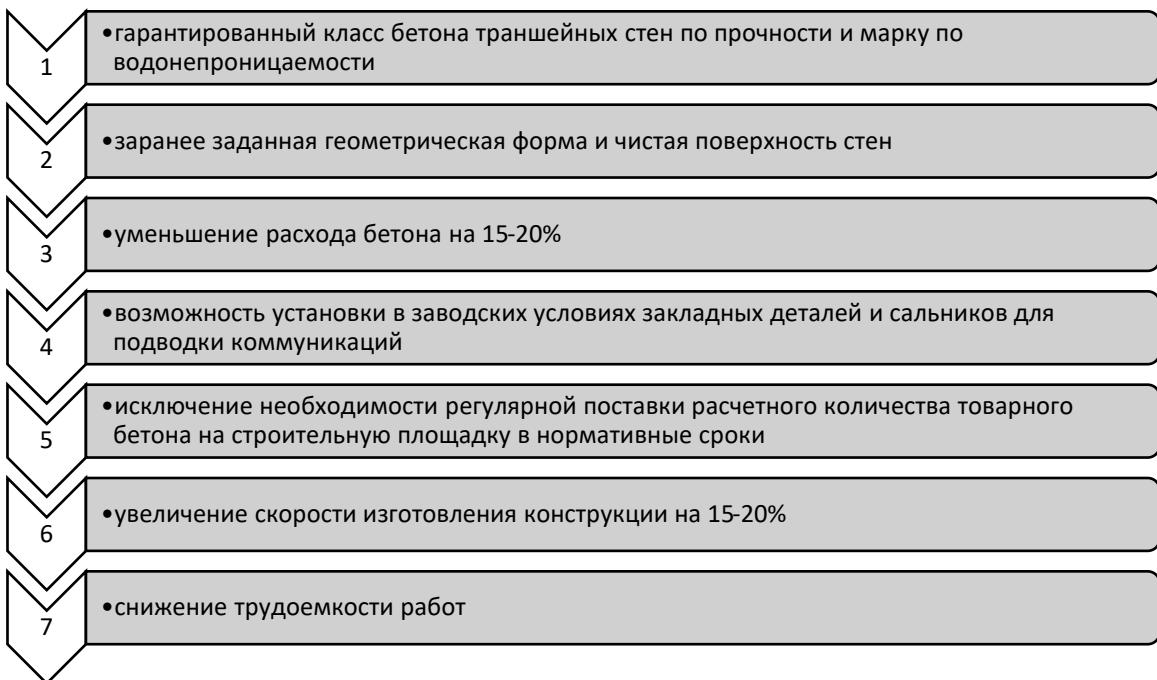


Рис. 2.15. Систематизация параметров качества траншейной «стены в грунте», изготавливаемой с применением современных технологических решений

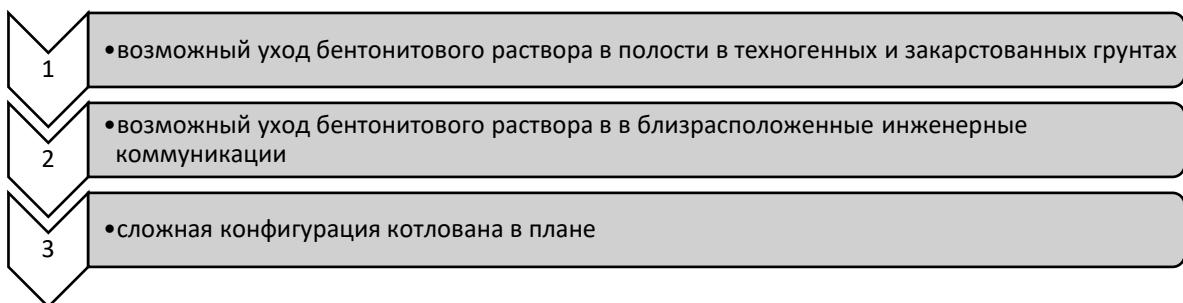


Рис. 2.16. Систематизация ограничений на применение «стены в грунте» траншейного типа в условиях плотной городской застройки

Устройство буронабивных свай предъявляет жесткие требования к технологическому процессу производства работ. Особенно это важно при устройстве буросекущихся свай. Их изготовление требует обеспечения непрерывности процесса производства работ, так как устройство секущихся армированных свай должно быть произведено в течение 1,5 – 2 суток, начиная с момента выполнения бетонных неармированных свай.

Сравнение экономических показателей методов ограждения котлованов показывает, что производительность работ по устройству стен из буросекущихся свай примерно в 5 раз ниже производительности по

устройству траншейных стен в грунте. Ограничения на применение «стены в грунте» из буросекущихся свай в условиях городской застройки приведены на рис. 2.17.

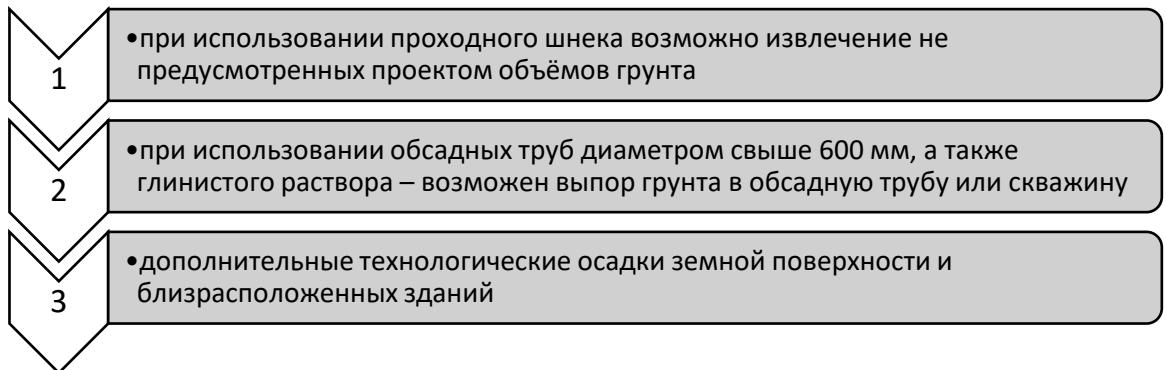


Рис. 2.17. Систематизация ограничений на применение «стены в грунте» из буросекущихся свай

Основной трудностью при устройстве таких ограждений является расхождение свай в процессе их изготовления [143]. В тоже время, существуют альтернативные методы изготовления несущих и ограждающих железобетонных конструкций в грунте.

Устройство «стены в грунте» из касающихся свай, изготовленных по разрядно-импульсной технологии (РИТ) предусматривает обработку инъекционного раствора в скважине с забоя к устью и обратно серией высоковольтных электрических разрядов. Возникающий при этом электрогидравлический эффект уплотняет окружающий грунт, снижает его пористость в зоне воздействия ударного импульса и формирует тело сваи. [47].

В работах И.И. Бройда, С.О. Зеге, А.Г. Малинина, М.Е. Меркурьева, О.Л. Денисова, А.В. Чернякова, П.Б. Юркевича [19, 55, 106, 114, 199, 214] для устройства ограждений глубоких котлованов предлагается использовать технологию струйной цементации (jet-grouting). Сваи, образуемые с использованием струйной технологии, могут быть круглого сечения, трехлопастные, четырехлопастные, винтообразные, а также секущиеся. Комбинирование трех- и четырехлопастных свай создает ячеистые структуры,

которые могут быть использованы в качестве несущих конструкций благодаря вовлечению в работу грунта, находящегося в ячейках.

Технология струйной цементации может быть эффективно применена при решении ряда задач подземного строительства (рис. 2.18). Достоинства и недостатки метода приведены на рис. 2.19.

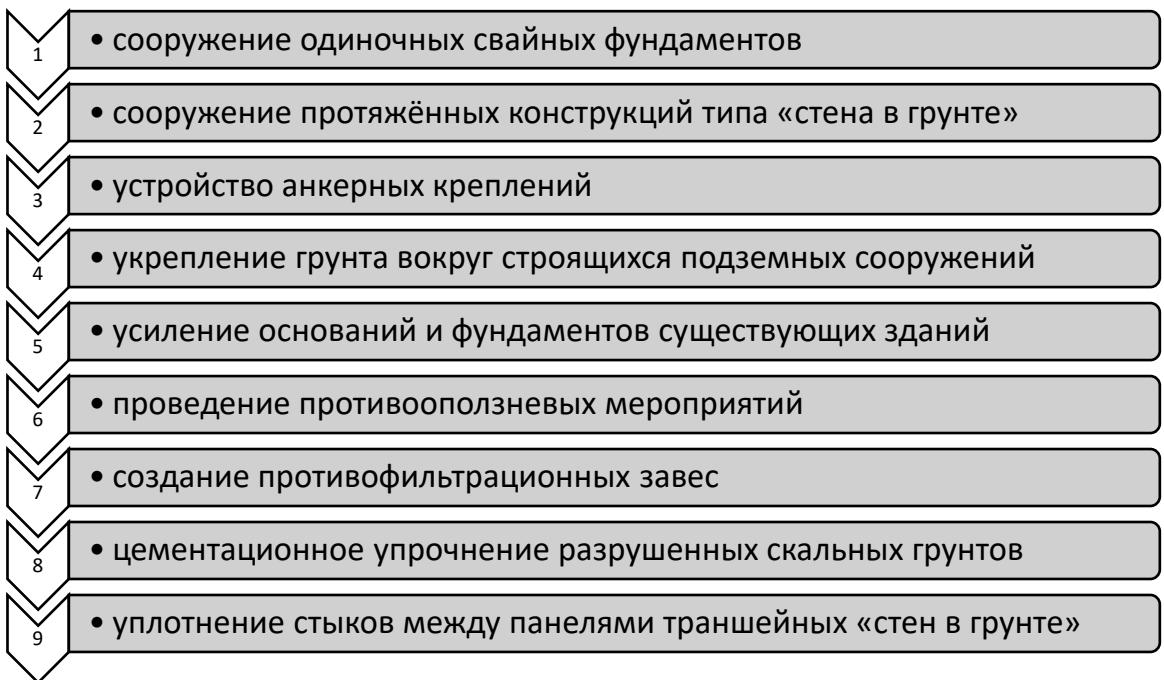


Рис. 2.18. Систематизация областей применения струйной цементации грунта

Одним из основных недостатков струйной технологии является низкая прочность грунтобетона. Согласно материалам исследований [268], прочность грунтобетона на одноосное сжатие составляет: в песках – 8,0…9,0 Мпа, в глинах – 3,4… 3,8 Мпа и 3,2… 5,3 Мпа в суглинках. Для устранения этого недостатка разработаны химические добавки, позволяющие формировать плотный грунтоцементный массив практически в любых горно-геологических условиях [199]. Эти добавки выполняют роль ускорителя схватывания и увеличивают прочность грунтоцементного камня.

Еще одной областью применения струйной технологии в подземном строительстве является устройство горизонтальных противофильтрационных завес (ПФЗ) в днище котлована при глубоком залегании водоупора. ПФЗ из

грунтоцемента является также дополнительным распорным диском, позволяющим снизить требуемое заглубление ограждения котлована. Примеры использования технологии jet-grouting для создания горизонтальных противофильтрационных экранов приведены в [106, 107, 213... 215] и др. Необходимо отметить, что при отклонении оси скважин на  $1^{\circ}$  от вертикали возможность устройства ПФЗ из колонн диаметром 0,7 – 0,8 м при коэффициенте взаимного пересечения 0,7 ограничивается глубиной 6 – 8 м.



Рис. 2.19. Систематизация положительных и отрицательных свойств струйной технологии

Для снижения стоимости горизонтальной ПФЗ в [55] предлагается устройство тонкой противофильтрационной завесы, устраиваемой по технологии jet-grouting, совмещённой в плане с ограждением котлована и заглублённой в водоупор.

Производство работ по технологии струйной цементации осложняется возможностью подъёма дневной поверхности из-за возникновения гидроразрыва при закупорке затрубного пространства, а также просадки фундаментов существующих зданий в результате их подмытия при длительном процессе размыва грунта [16]. Необходимо отметить, что применение

технологии jet-2 в непосредственной близости фундаментам зданий или под ними неоднократно приводило к их подъёму в процессе производства работ до 40 – 60 мм. Подобные явления наблюдались в практике докторанта при ведении работ на территории аэропорта Шереметьево, а также при усилении оснований фундаментов Даунгаровского путепровода в г. Москве.

При устройстве грунтоцементных элементов необходимо вести контроль их формирования в различных грунтовых и гидрогеологических условиях по глубине скважины, обеспечения заданного диаметра элемента и его прочности. Опыт строительства в г. Москве показывает, что в определённых горно-геологических и гидрогеологических условиях (например, водонасыщенные песчаные грунты с высокими скоростями фильтрации) грунтоцементные элементы не формируются. Это связано с выносом в грунтовый массив частиц цемента фильтрационным потоком, явлением «псевдо-виброползучести» водонасыщенных песков при работе гидромонитора, приводящим к формированию зон гидроразыва, и рядом других технологических факторов.

Грунтоцементные сваи и «стены в грунте» могут изготавливаться не только по технологии струйной цементации, но и буромесильным методом (DSP – Deep Soil Mixing). Способ глубинного перемешивания грунта был разработан в 1932 г. в СССР инженером Т.А. Мочановым, однако в нашей стране он в основном получил распространение в гидротехническом строительстве [58], хотя в зарубежной практике широко используется при устройстве ограждений котлованов [228]. Суть метода заключается в механическом перемешивании грунта естественного сложения с вяжущим без извлечения бурового шлама из скважины. В результате в грунте формируется грунтоцементная колонна диаметром от 400 до 2000 мм и глубиной до 70 м. Применение этой технологии (рис. 2.20) позволяет снизить затраты до 35% по сравнению с буронабивными сваями, изготавливаемыми по технологии непрерывного полого шнека и до 30% по сравнению с классической струйной цементацией грунтов [60], однако одновременное воздействие вдавливающих

и вращающих усилий на грунтовый массив может приводить к выпору грунта между скважинами [31].

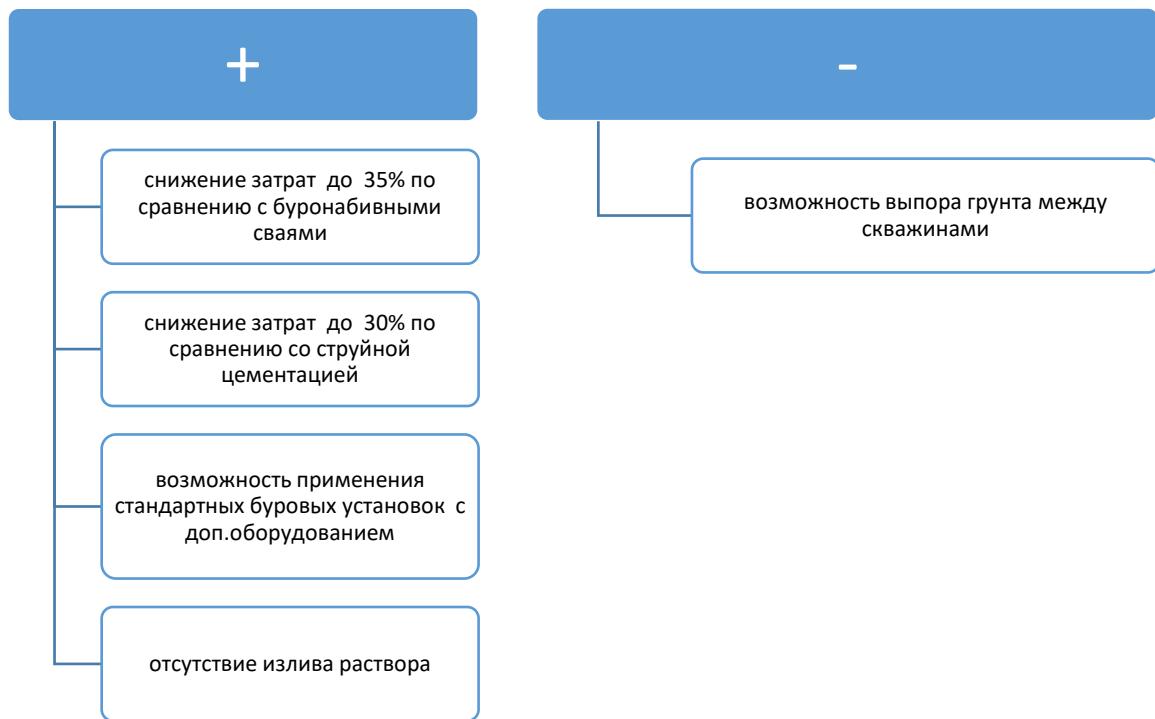


Рис. 2.20. Систематизация положительных и отрицательных свойств буросмесительной технологии

Таким образом, рассмотрены все наиболее часто используемые методы устройства ограждений котлованов. Несмотря на их разнообразие и возможность применения практически в любых горно-геологических условиях, проектировщики постоянно сталкиваются с проблемой выбора оптимального технического решения. Например, при строительстве Лефортовского тоннеля мелкого заложения в Москве было использовано 5 типов ограждающих конструкций и 4 способа строительства тоннеля в зависимости от расстояния до существующей застройки и гидрогеологических условий территории. Алгоритм выбора ограждающей конструкции котлована, использовавшийся при строительстве Лефортовского тоннеля мелкого заложения, приводится в [199]. Аналогичные проблемы возникают и у зарубежных проектировщиков. В [77] приводятся критерии выбора типа ограждения котлована, используемые немецкими проектировщиками.

## **Полузакрытый способ строительства**

При строительстве в стесненных условиях городской среды достаточно часто используется полузакрытый способ производства работ «нулевого цикла». Он позволяет отказаться от крепления ограждения котлована временными распорными или анкерными конструкциями, т.к. в качестве распорной системы используются междуэтажные перекрытия.

Способ подразделяется на следующие разновидности – рис. 2.21.



Рис. 2.21. Классификация методов полузакрытого способа строительства

Полузакрытый способ строительства в настоящее время является наиболее щадящими по отношению к существующей застройке, обеспечивая минимальное, по сравнению с другими методами, воздействие на НДС породного массива. В частности, в соответствии с [162] при применении этого способа радиус зоны влияния строительства минимален и равен 2-м глубинам котлована. Соответственно, уменьшается объём мероприятий по обеспечению сохранности существующей застройки, применяются более простые и дешёвые способы усиления оснований и фундаментов.

Исследованиям применения полузакрытого метода строительства в условиях плотной городской застройки посвящены работы А.Н. Аникьева, 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. [22, 55, 56, 134, 206, 213... 215]. В Москве с применением этого способа был построен целый ряд объектов в сложных горно-геологических, гидрогеологических и градостроительных условиях центральной части города.

При применении полузакрытого способа значительные трудности возникают при устройстве свай-колонн, поддерживающих перекрытия в процессе экскавации грунта. При строительстве ряда объектов в Москве с этой целью использовались временные металлические сваи-колонны. Авторами [56] предлагается схема крепления, при которой в верхнем ярусе монтируются инвентарные металлические конструкции ферм, опирающиеся на «стену в грунте», а бетонируемые поэтапно по мере разработки грунта подземные перекрытия подвешиваются к конструкциям ферм. Дальнейшее развитие эта схема получила при строительстве многоярусного подземного гаража на Тургеневской площади [55].

## **Строительство подземных сооружений закрытым способом**

Строительство подземных сооружений в открытых котлованах имеет ряд ограничений на применение, в первую очередь связанных с экономической нецелесообразностью их строительства котловане глубиной более 35 – 40 м, большим объёмом мероприятий по обеспечению сохранности существующей застройки (радиус зоны влияния строительства может достигать 200 м), наличием неровностей рельефа, водоёмов, водотоков и проч., сохранением ландшафтно-парковых зон, обеспечением нормального функционирования транспортной и инженерной инфраструктуры города и т.п. В табл. 2.2 по материалам исследований [199] приводится сопоставление показателей, влияющих на выбор технологии строительства тоннеля большого сечения, а в табл. 2.3 – стоимость строительства 1 м<sup>2</sup> тоннеля шириной 16 м, высотой 5 м и длиной от 40 до 100 м. Необходимо отметить, что автором [199] не введена в табл. 2.3 глубина заложения тоннеля, что является основным показателем, определяющим стоимость и выбор способа строительства. Это отмечалось еще П.Ф. Швецовым и А.Ф. Зильберборном [205], показавшими, что стоимость строительства транспортных тоннелей на глубине 80 – 100 м примерно в 7 – 10 раз выше, чем для тоннелей мелкого заложения, проходящих на глубине около 10 м.

При строительстве подземных сооружений закрытым способом, в зависимости от физико-механических свойств грунтов, размеров и формы поперечного сечения выработки, а также её назначения в основном применяются три метода проходки: щитовой, буровзрывной и механизированный (комбайновый). Конкретную технологическую схему ведения проходческих работ выбирают в зависимости от метода разработки сечения, с учётом его размеров и технологической связи между процессами разрушения грунтового массива, погрузки разработанного грунта, его транспортировки и возведения крепи. На предварительных этапах проектирования, при выборе метода строительства можно воспользоваться рекомендациями [18, 285].

Таблица 2.2.

**Сравнительные характеристики тоннелей, сооружаемых открытым способом и проходкой щитом большого диаметра (по материалам [199])**

Основные показатели, качественно влияющие на выбор варианта		Тоннель, возводимый открытым способом	Строительство тоннеля ТПМК большого диаметра
1.	Возможность строить тоннель большой пропускной способности 4 и более полос движения	Практически не ограничена, требует лишь специальной планировочной проработки	Ограничена диаметром ТПМК и требует многоократной проходки или увеличения диаметра щита
2.	Сроки строительства	1,5 года, из них: 3 мес. – подготовка территории; 1 год – строительство и монтаж оборудования, 3 мес. – наладка оборудования	2,5 года, из них: 3 месяца подготовка территории для стартовой камеры; 6 мес. строительство камеры и монтаж ТПМК; 1 год проходка и строительство подходов; 3 мес. отделка; 3 мес. монтаж оборудования
3.	Стоимость строительства	С увеличением количества полос движения стоимость следующей полосы понижается. Затраты происходят лишь в случае дополнительных переносов коммуникаций и проч. (п.1)	Увеличение полос движения увеличивает все затраты, т.к. требует увеличения числа проходок или растёт в геометрической прогрессии из-за необходимости приобретения ТПМК больших диаметров новых конструкций
4.	Сложность проведения работ	Чрезвычайно сложна, т.к. требует большого количества квалифицированных специалистов, способных оперативно принимать решения	Относительно невелика, т.к. все вопросы решаются на стадии проектирования и создания ТПМК
5.	Влияние на окружающую городскую инфраструктуру	Значительно, т.к. требуется расчищать территорию по всей длине строительства и проходить под фундаментами зданий	Только по длине подходов, что не более 30% его длины и относительно легко расчищается
6.	Надёжность и простота эксплуатации	Относительно высокая за счёт стабильности конструкций и лёгкости подхода ко всем отсекам	Требует сложнейших систем управления и высокого контроля за состоянием крепи тоннеля. Серьёзных мероприятий и наличия защитной зоны, сравнимой по величине с радиусом тоннеля
7.	Возможность развития транспортных артерий города, связей с существующими транспортными потоками	Легко изменяемая конфигурация трассы путём организации въездных и выездных тоннелей как на стадии строительства, так и после его окончания, подсоединения дополнительных трасс или расширения существующих. Возможность строить непосредственно под зданиями и вблизи них гаражи, стоянки, торговые помещения и пр.	Чрезвычайно сложно, т.к. требует специальных переходных камер на этапе строительства и невозможно после его завершения, т.к. приведёт к нарушению устойчивости крепи (п.6)
8.	Ремонтопригодность	Относительно легко ремонтируется при необходимости	В случае нарушения крепи практически неремонтопригоден, особенно в неустойчивых грунтах

Таблица 2.3

**Стоимость сооружения 1 м<sup>2</sup> тоннеля (по материалам [199])**

Способ сооружения	Стоимость 1м <sup>2</sup> 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

Необходимо отметить, что сейчас в таких регионах как Южная Америка и Ближний Восток доля механизированной щитовой проходки по сравнению с традиционными методами подземного строительства составляет порядка 60%, а в Северной Америке и Европе – до 80% и идёт постоянная тенденция к увеличению использования механизированных щитов [49]. Скорость проходки с применением конвейерной откатки породы может достигать 1 км/мес., без применения конвейера – 500 м/мес. [219]. Например, при строительстве метрополитена в г. Доха (Катар) в 2015/16 г.г. 34 км перегонных тоннелей были пройдены с использованием шести ТПМК с активным грунтовым пригрузом забоя диаметром 7,1 м на глубине от 22 до 42 м в течение 18 мес. Для удаления грунта из тоннелей использовалась система конвейеров общей протяжённостью около 75 км [273, 286]. Для ускорения строительства, ТПМК «протаскивались» через предварительно построенные станционные комплексы. Характеристики общей производительности ТПМК (количество колец крепи, пройденных в месяц) приведено на рис. 2.22.

В Москве ведётся активное строительство новых и продление существующих линий метрополитена. При этом задействовано 23 тоннелепроходческих комплексов диаметром 6 м для проходки однопутных тоннелей и 2 ТПМК диаметром 10 м для строительства двухпутных тоннелей.

Таким образом, при строительстве подземных сооружений закрытым способом в нескольких грунтах в условиях плотной городской застройки в основном применяются механизированные ТПМК с активным пригрузом забоя. Горные методы (буровзрывной, новоавстрийский, норвежский и проч.) в основном используются в скальных грунтах и в частности применяются при строительстве станций метрополитена глубокого заложения в Москве. В табл.

2.4 приводится сопоставление основных преимуществ буровзрывного и механизированного способов проходки. По данным табл. 2.4 можно заключить, что механизированный способ проходки более целесообразен при строительстве протяжённых выработок рациональной формы поперечного сечения (в основном круговой) в относительно постоянных горно-геологических, стабильных политических и экономических условиях.

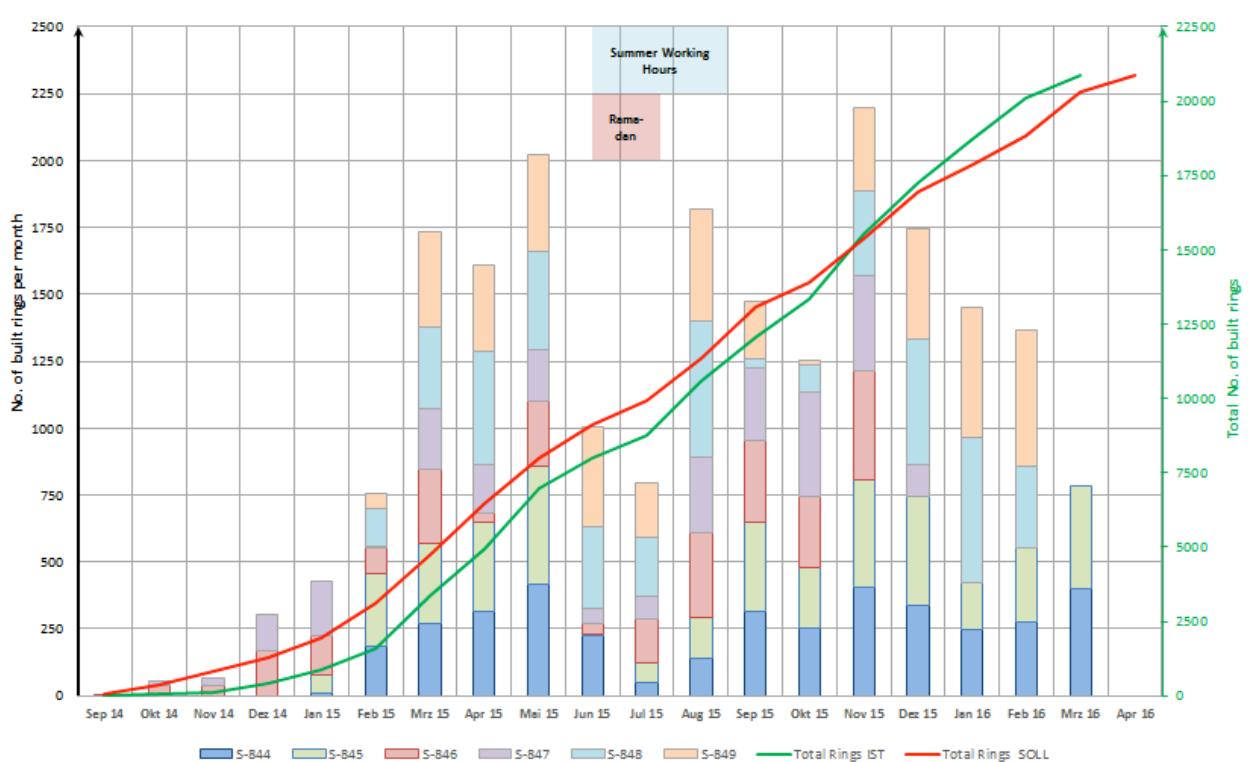


Рис. 2.22. Общая производительность ТПМК с активным пригрузом забоя при проходке тоннелей метрополитена в г. Доха (Катар) [286]

Эти выводы подтверждаются данными табл. 2.5, где приведены основные критерии, используемые при выборе между новоавстрийским и механизированным способами проходки, а также рис. 2.23, где проводится технико-экономическое сопоставление стоимости строительства тоннелей традиционными (буровзрывным, НАТМ) и механизированным способами.

Таблица 2.4

**Сопоставление буровзрывного и механизированного способов подземного строительства (по материалам [275])**

Буровзрывной способ	Механизированный способ
<ul style="list-style-type: none"> <li>• любая геометрическая форма сечения;</li> <li>• использование практически в любых горно-геологических условиях;</li> <li>• гибкость в составлении контракта;</li> <li>• гибкость государственной политики;</li> <li>• низкая стоимость строительства тоннелей небольшой протяжённости и дешёвая рабочая сила</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• меньшее влияние на вмещающий породный массив;</li> <li>• высокое и более постоянное качество тоннеля за счёт индустриализации процесса;</li> <li>• более высокие санитарно-гигиенические условия труда;</li> <li>• безопасность;</li> <li>• более точный расчёт стоимости и графика строительства</li> </ul>

Таблица 2.5

**Сопоставление основных критериев новоавстрийского и механизированного способов подземного строительства (по материалам [243])**

№ п.п.	Стадия	Критерий оценки	НАТМ	Механизированный метод
1.	Технологическая	Крепление забоя	не постоянное	безопасное
2.		Толщина крепи	переменная	постоянная
3.		Безопасность проходчиков	низкая	высокая
4.		Условия труда	плохие	хорошие
5.		Уровень механизации	ограниченный	высокий
6.		Уровень стандартизации	условный	высокий
7.		Опасность обрушения	высокая	низкая
8.		Время строительства:	короткое	длительное
9.		<ul style="list-style-type: none"> <li>• короткие тоннели</li> <li>• длинные тоннели</li> </ul>	длительное	короткое
10.		Стоимость строительства:	низкая	высокая
11.		<ul style="list-style-type: none"> <li>• короткие тоннели</li> <li>• длинные тоннели</li> </ul>	высокая	низкая
12.	Конструктивная	Поперечное сечение по трассе тоннеля	переменное	постоянное
13.		Форма поперечного сечения	любая	в основном круговая
14.		Степень использования поперечного сечения тоннеля	в основном высокая	в основном низкая

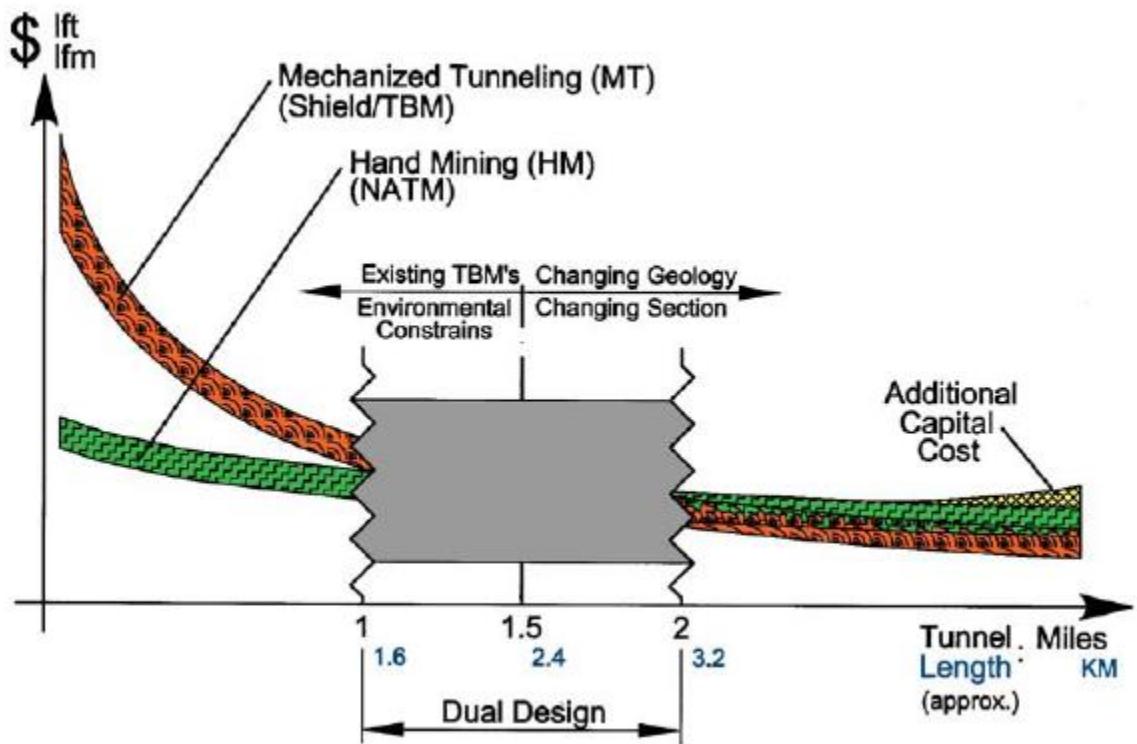


Рис. 2.23. Изменение стоимости проходки тоннеля по его длине при различных способах строительства [275]

Из графика на рис. 2.23 наглядно видно, что применение традиционных методов проходки наиболее экономически оправдано для коротких тоннелей (протяжённостью менее 1,6 км) при любой форме поперечного сечения и в различных горно-геологических условиях. Для длинных тоннелей (протяжённостью более 3,2 км) стоимость применения традиционных методов незначительно превышает механизированную проходку. При длине тоннеля от 1,6 до 3,2 км на стоимость строительства оказывают значительное влияние горно-геологические условия, форма поперечного сечения, требования по обеспечению сохранности окружающей среды и имеющееся тоннелепроходческое оборудование. Стоимость механизированной проходки в первую очередь определяется горно-геологическими условиями по трассе тоннеля [293].

Исследованию условий применения ТПМК различного типа посвящены работы К.В Абрамчука, З. Айзенштайна, К.П. Безродного, А.П. Буань, 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. Roettger, M.K. Song, W. Thesen, Y. Ueki и др. [2, 4, 21, 37, 89, 90, 97, 101, 111, 138, 151, 152, , 176, 193, 195, 209, 221, 224, 225, 236, 244, 246, 251, 256, 260, 261, 275, 279].

При выборе типа ТПМК в первую очередь необходимо ориентироваться на горно-геологические и гидрогеологические условия по трассе тоннеля. Горно-геологические условия влияют не только на выбор типа ТПМК, но и на его технические параметры (вращающий момент, тип рабочего органа и размещение на нём режущих инструментов и проч.) [225]. Отдельной проблемой является износ рабочего инструмента, определяемый, в первую очередь, абразивностью частиц грунта [256, 260]. По мнению [261], наиболее существенные факторы, определяющие износ рабочего органа ТПМК – это скорость резания, усилие давления рабочего органа на забой, плотность и влажность грунта.

В настоящее время существует ряд алгоритмов выбора типа ТПМК, предлагаемых различными авторами [151, 244, 257, 274, 285] в зависимости от горно-геологических и градостроительных условий по трассе, формы поперечного сечения, протяжённости проектируемого тоннеля, типа пригруза забоя и др. факторов.

Объёмы использования тоннелепроходческой техники с пригрузом забоя иллюстрируют данные [285], приведённые на рис. 2.24. Из них видно, что в горно-геологических условиях Японских островов наибольшее

распространение получили щиты с бентонитово-грунтовым пригрузом забоя, на втором месте находятся щиты с суспензионным пригрузом, а наименьшее распространение имеют машины с грунтовым пригрузом. В Москве наибольшее распространение получили ТПМК с грунтовым пригрузом забоя (рис. 2.25).

Принцип работы щита с суспензионным пригрузом забоя заключается в заполнении герметичной призабойной камеры тиксотропным (бентонитовым) раствором, находящимся под давлением [37]. Этот раствор, с одной стороны, обеспечивает поддержание забоя, а с другой – служит пульпообразующей средой для выноса разработанного грунта по трубопроводу на поверхность. Методики расчёта величины пригруза забоя при проходке ТПМК в нескальных грунтах, применяемые в РФ и США изложены в [174] и [279], соответственно. Методика оценки риска потери устойчивости грунтового массива приводится в [251]. Систематизация достоинств и недостатков метода приведена на рис. 2.26. При ведении работ в глинах, илах и мелкозернистых песках более оптимально применение щитов с грунтовым пригрузом забоя. Щиты этого типа оборудованы герметичной призабойной камерой, плотно заполненной разработанным грунтом. Давление грунта на забой регулируется путем изменения скорости подачи щита и удаления разработанного грунта из призабойной камеры [21]. Правильный подбор режима грунтового пригруза обеспечивает пластично-текучее состояние разработанного грунта и его стабильное прохождение через шnekовый транспортер при равномерном давлении пригруза по плоскости забоя. При этом, основная цель определения требуемых параметров пригруза забоя – не допустить подвижек и опасного разуплотнения грунтов по трассе тоннеля, что может привести как к потере забоем устойчивости (при недостаточном давлении), так и к выпору грунта над трассой тоннеля [2]. Систематизация достоинств и недостатков метода приведена на рис. 2.27.

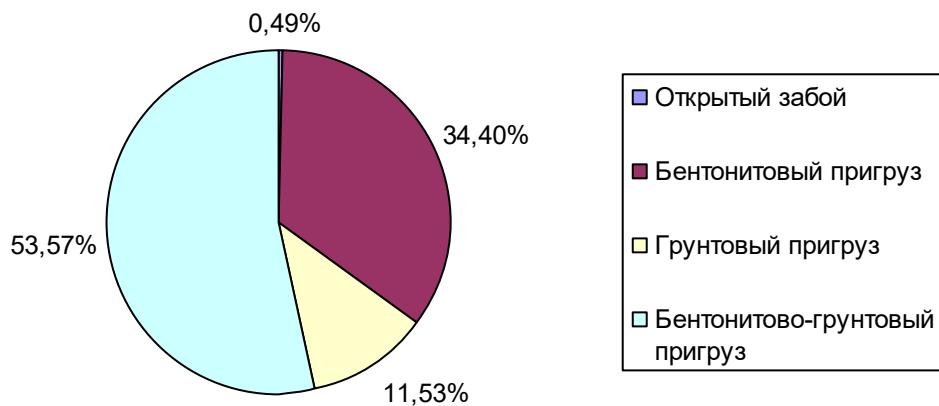


Рис. 2.24. Механизированная проходка тоннелей в Японии с 1994 по 2000 г.

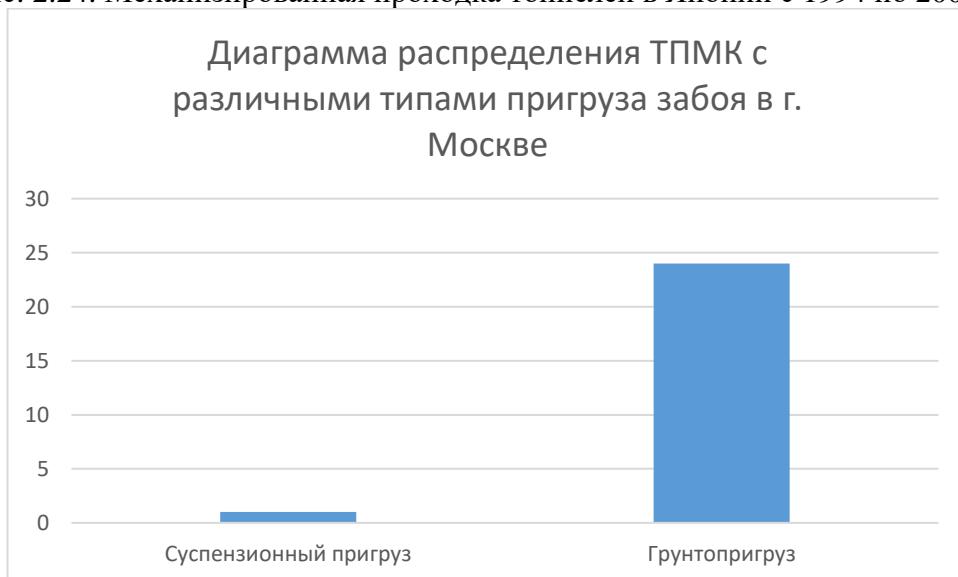


Рис. 2.25. Распределение ТПМК с различными типами пригруза забоя

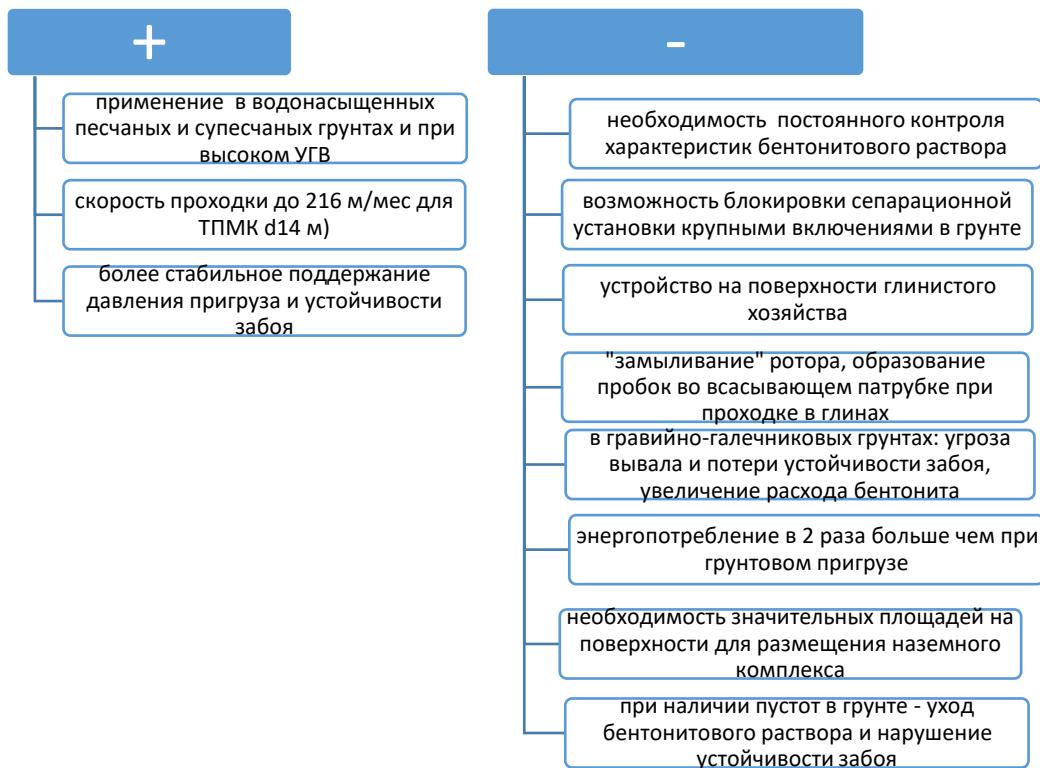


Рис. 2.26. Систематизация положительных и отрицательных свойств ТПМК с супензионным пригрузом забоя

Выбор между супензионным или грутовым пригрузом решается на основе технико-экономического анализа с учётом горно-геологических условий по трассе строительства и факторов, указанных рис 2.26 и 2.27 и рекомендаций [285]. При этом необходимо учитывать, что применение грутового и бентонитового пригруза забоя предпочтительно в неустойчивых аллювиальных отложениях. Бентонитовый пригруз эффективен при проходке в грунтах с высоким уровнем подземных вод, под реками и другими водоёмами, т.к. стабилизация забоя повышается при смешивании бентонита с грунтом и придавливания этой смесью забоя. С другой стороны, грутовый пригруз менее предпочтителен в подобных условиях, т.к. увеличение давления пригруза осложняется активным давлением подземных вод и выгрузкой грунта из призабойной камеры шнековым конвейером.

Таким образом можно заключить, что при выборе типа щита необходимо руководствоваться не только финансовыми соображениями, но и горно-геологическими, гидрогеологическими и градостроительными

условиями по трассе тоннеля, глубиной проходки, наличием действующих инженерных коммуникаций, квалификацией обслуживающего персонала.

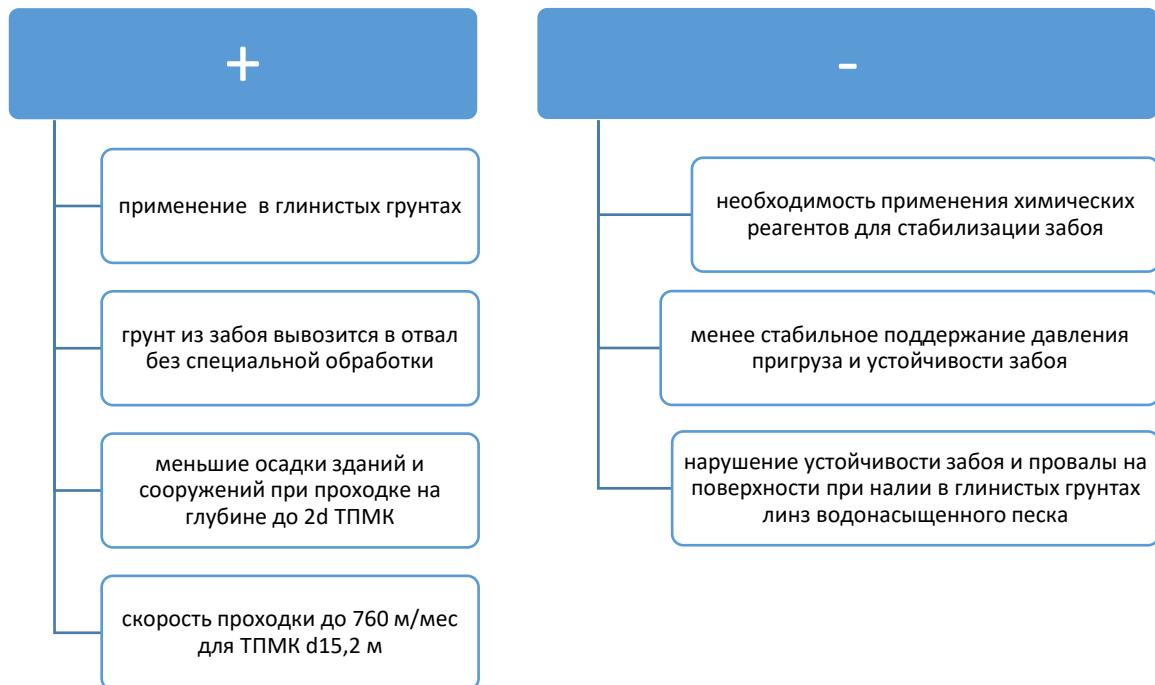


Рис. 2.27. Систематизация положительных и отрицательных свойств ТПМК с грунтовым пригрузом забоя

Ещё один элемент прогрессивных технологий тоннелестроения, получивший дополнительный толчок к развитию при использовании ТПМК – это конвейерный транспорт породы [36]. Использование конвейерного транспорта при строительстве перегонных тоннелей Митинско-Строгинской линии метрополитена, в комплексе с ТПМК фирмы «Herrenknecht» позволило достичь скорости проходки в 30,8 м/сут [111].

Для доставки блоков и тюбингов от наземного склада до блокоукладчика, в Японии разработана автоматизированная система транспортировки, включающая [157]:

- пульт централизованного управления;
- автоматический штабелер;
- клетевой лифт;
- систему рельсового транспорта с дистанционным управлением;

- механизмы подачи тюбингов под захват блокоукладчика;
- систему волоконно-оптической связи.

Впервые она была применена в 1989 г. при щитовой проходке тоннеля Кэйхин-Асахи длиной 1990 м и диаметром 3,2 м.

Для контроля качества проходки (степень заполнения тампонажным раствором заобделочного пространства, разуплонение грунта в мульде деформаций при его переборе), а также предотвращения аварийных ситуаций при строительстве в горно-геологических и гидрогеологических условиях г. Москвы широко применяются геофизические методы (сейсмоакустический и георадарный).

При проходке перегонных тоннелей Некрасовской линии метрополитена на глубине около 3 м под действующими тоннелями Таганско-Краснопресненской линии для контроля состояния заобделочного пространства и выявления зон ослабленного контакта использовался метод сейсмоакустического обследования стен с помощью ударного возбуждения крепи. В основу метода положен эффект изменения добротности колебаний ударно возбуждённой крепи в зависимости от качества контакта «грунт-постоянная крепь». В случае хорошего контакта колебания крепи характеризуются малой амплитудой и быстрым затуханием (крепь демпфирована прилегающим грунтом). В случае плохого контакта – большой амплитудой и слабым затуханием колебаний (крепь не демпфирована прилегающим грунтом). Для регистрации отклика крепи использовалась высокочастотная двухканальная сейсмостанция ИДС-1 с электродинамическими преобразователями.

Работа велась по точкам (рис. 2.28). В каждой точке производилось 5 ударов, записанные волновые формы усреднялись с целью снижения влияния помех. При камеральной обработке из сигналов удалялись зашумлённые участки сигналов, производилась выборочная фильтрация, вычислялись атрибуты сейсмотрасс, производился ряд нормировок (на длительность сигнала, на уровень приведения).

Наблюдения проводились ежедневно в процессе проходки и затем был выполнен контрольный цикл после условной стабилизации деформаций.

Результаты сейсмоакустического зондирования по циклам наблюдений приведены на рис. 2.29... 2.36. Из приведённых графических материалов наглядно видно изменение состояния заобделочного пространства в процессе проходки.

Учитывая, что строящийся и действующие тоннели в основном располагаются в водонасыщенных песчаных грунтах, ослабленный контакт «постоянная крепь – грунт» может быть интерпретирован, либо как выход воздушных пузырей из призабойного пространства ТПМК и их подъём к поверхности под действием вибрации от работы механизмов ТПМК, либо как центростремительное перемещение водонасыщенной грунтовой массы при работе ротора ТПМК. В пользу второй версии свидетельствует то, что при большем расстоянии между тоннелями, наблюдается меньшее разуплотнение заобделочного пространства. После завершения проходки и стабилизации деформаций, состояние заобделочного пространства практически восстановилось.

Аналогичные работы проводились при строительстве перегонных тоннелей Большой Кольцевой линии Московского метрополитена, в частности при проходке под станцией «Печатники» Люблинско-Дмитровской линии.

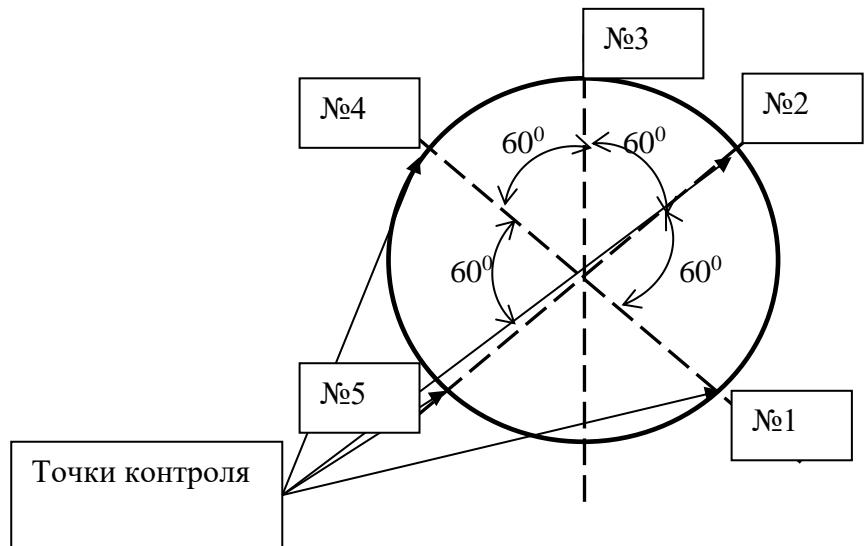


Рис. 2.28. Расположение точек контроля по сечению кольца

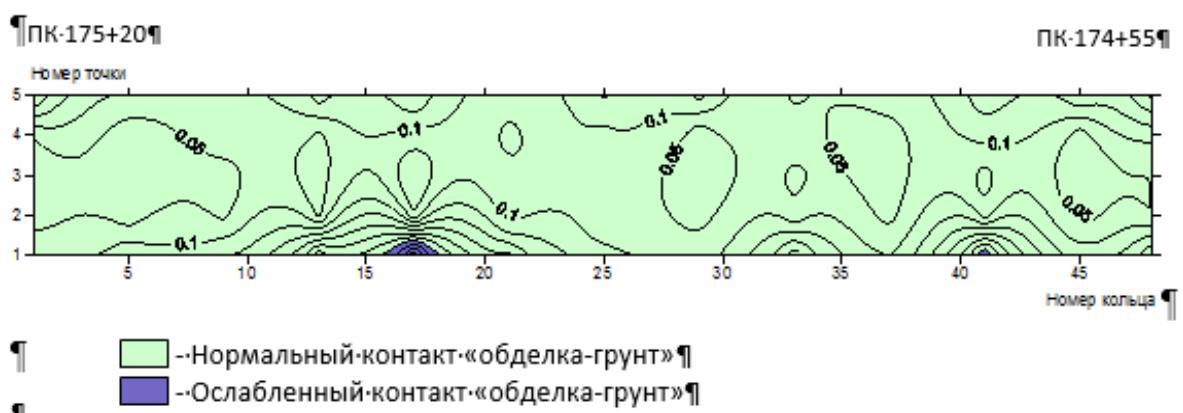


Рис. 2.29. Результаты сейсмоакустического обследования 1 пути 0 цикл (перед проходкой)

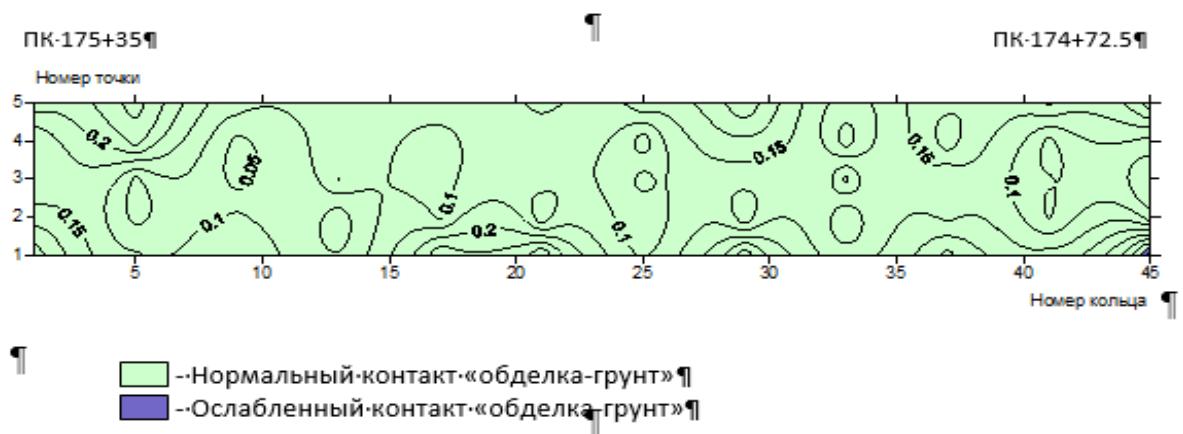


Рис. 2.30. Результаты сейсмоакустического обследования 2 пути 0 цикл

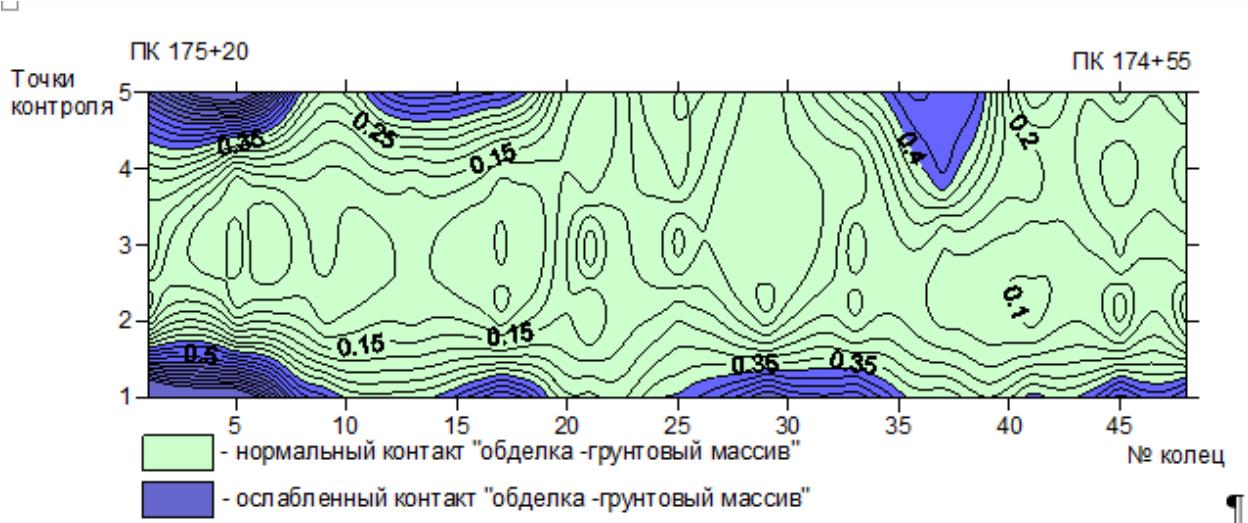


Рис. 2.31. Результаты сейсмоакустического обследования 1 пути 1 цикл

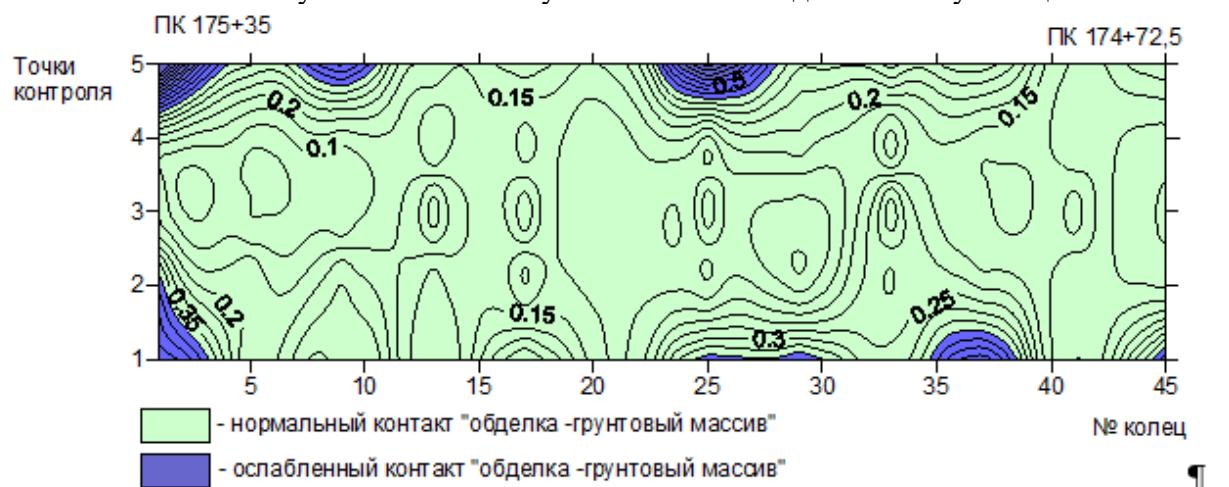


Рис. 2.32. Результаты сейсмоакустического обследования 2 пути 1 цикл

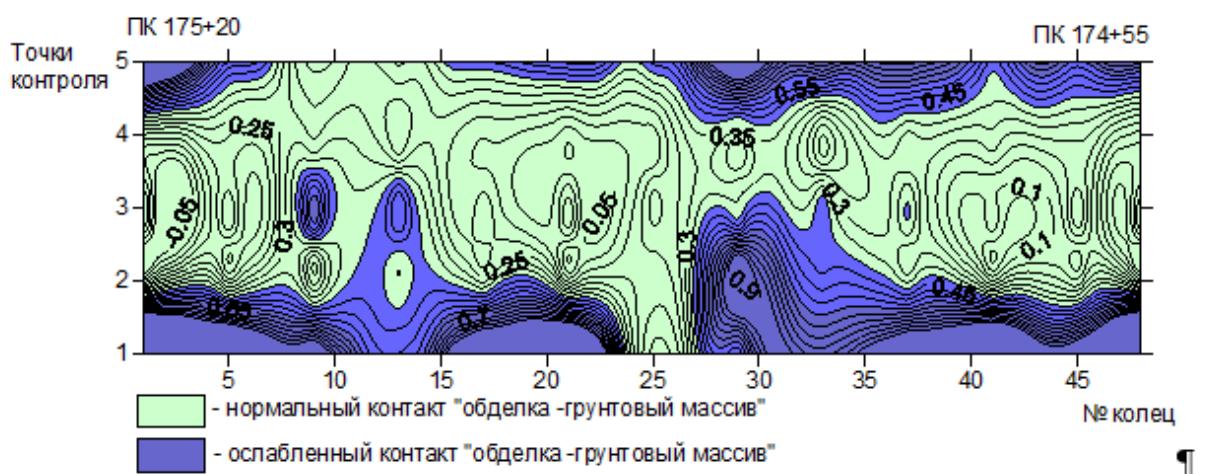


Рис. 2.33. Результаты сейсмоакустического обследования 1 пути 2 цикл

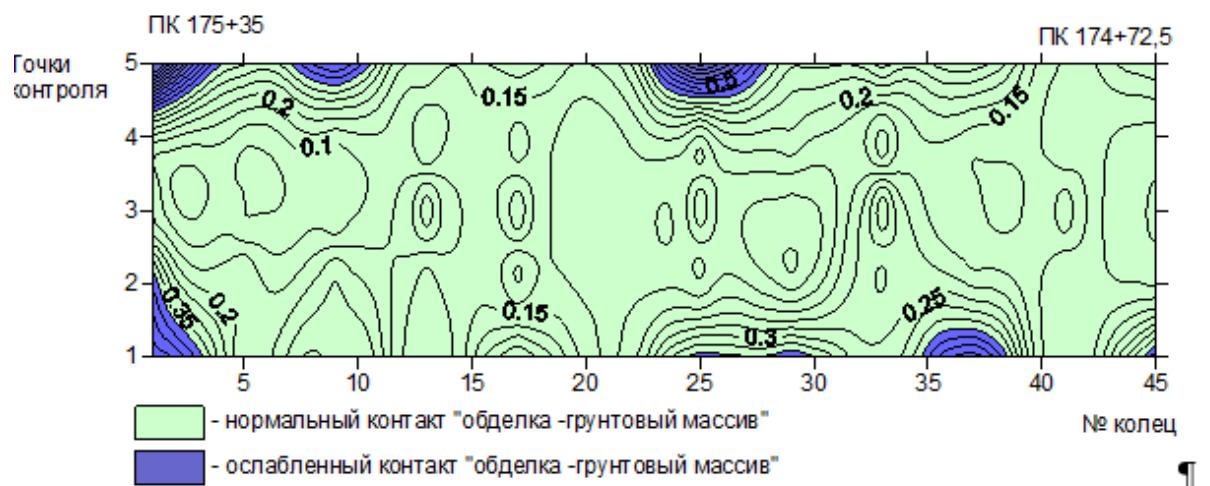


Рис. 2.34. Результаты сейсмоакустического обследования 2 пути 2 цикл

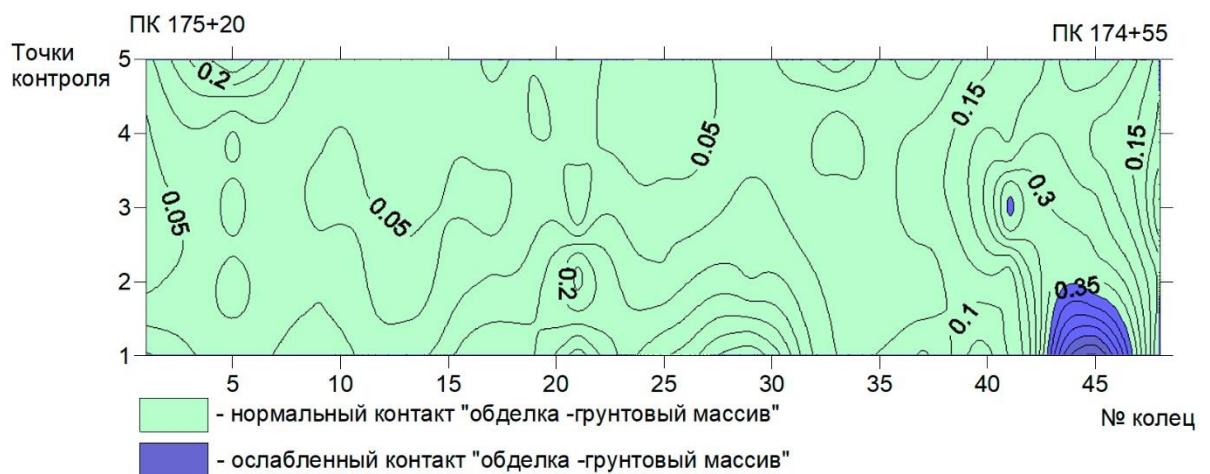


Рис. 2.35. Результаты сейсмоакустического обследования 1 пути контрольный цикл



Рис. 2.36. Результаты сейсмоакустического обследования 2 пути контрольный цикл

## **2.3 Концептуальные основы создания системы комплексного планирования стратегии реализации технологий подземного городского строительства**

Концептуальные основы создания системы комплексного планирования стратегии реализации технологий подземного городского строительства должны заявляться с учетом существующей методологии и методического обеспечения в области управления строительной деятельностью.

В области существующей методологии можно сделать основополагающий вывод, что строительные технологии должны реализовываться с учетом элементов научно-технологической стратегии освоения объемов подземного пространства, которая была разработана на основе прорывной методологии проектирования и строительства подземных объектов на основе «прогрессивных» технологий с совершенно иным уровнем инвестиционной привлекательности, конкурентоспособности и промышленно-экологической безопасности.

В области методического обеспечения управления строительной деятельностью можно отметить разработку и создание новых моделей и механизмов управления, методик разработки стратегии реализации строительных технологий, выявления новых возможностей и скрытых резервов совершенствования.

С учетом этого и организационно-технологических факторов, традиционные методы строительства подземных сооружений можно разделить на две основные группы:

1. Строительство в котловане.
2. Строительство без вскрытия земной поверхности.

При этом необходимо учитывать следующее:

- ежегодно в Москве возводится порядка 15 км коммуникационных тоннелей [133]. Принимая в среднем диаметр коллекторного тоннеля равным 4 м можно заключить, что в плоскостном отображении это составит порядка 60 000 м<sup>2</sup> в год;

- автранспортные тоннели – в составе хордовых магистралей предусматривается строительство в общей сложности порядка 12 автотранспортных тоннелей средней протяжённостью не менее 400 м и 18 пешеходных переходов средней протяжённостью 40 м. Автотранспортные тоннели возводятся открытым способом, 3-х полосными и в плоскостном отображении площадь тоннелей будет равна около 72 00 м<sup>2</sup> или около 9 000 м<sup>2</sup> в год. Площадь пешеходных переходов, соответственно составит около 630 м<sup>2</sup> в год;
- до 2029 г. в Москве планируется строительство около 329 км новых линий и 151 станцию станции метрополитена, т.е. около 18,75 пог.км и 9 станций в год. Принимая диаметр тоннеля метрополитена равным 6 м, можно считать, что в плоскостном отображении это составит порядка 113 000 м<sup>2</sup> закрытым способом. Габариты станционного котлована в среднем составляют 20x240 м (без учета пристанционных сооружений, котлованов для водоотливных и вентиляционных установок и т.п.). При двухъярусном размещении станционных сооружений, минимальная площадь станции составит 9 600 м<sup>2</sup>, т.е. 86 400 м<sup>2</sup> в год, а учётом указанных выше объектов – не менее 129 600 м<sup>2</sup> в год;
- в Москве (без учёта реновации) ежегодно планируется строительство около 3 500 000 м<sup>2</sup> жилья<sup>4</sup>. Около 26% их площади или 910 000 м<sup>2</sup> будет размещено в подземном пространстве. Эти данные не учитывают строительства гостиниц объектов социальной инфраструктуры, торговли, развлекательных и проч. зданий и сооружений;
- программой реновации жилищного фонда в городе Москве [142] предусматривается до 2032 г. реновация около 16 млн. м<sup>2</sup> жилых домов. Ориентируясь на указанный выше показатель в 26% и изложенные положения по комплексному освоению подземного пространства, подземная часть может составить около 4,16 млн. м<sup>2</sup> или 0,26 млн. м<sup>2</sup> в год;

---

<sup>4</sup> См. [www.restate.ru](http://www.restate.ru), [www.restko.ru](http://www.restko.ru).

- в соответствии с актуализированным Генеральным планом Москвы до 2025 г. в Москве предполагается строительство более 100 млн. м<sup>2</sup> объектов нежилого фонда [171]. По аналогии с предыдущим пунктом, около 26% их площади может быть размещено в подземном пространстве. В таблице 2.6, в соответствии с данными [171] приводится прогнозный расчёт объёмов подземного строительства для объектов нежилого фонда Москвы.

Прогнозируемые ежегодные объёмы подземного строительства в Москве приводятся на рис. 2.37.

В основном строительные работы ведутся в открытых котлованах. При этом порядка 52% котлованов, запроектированных в 2006/09 годах имело глубину от 5 до 10 м, 23% - от 10 до 15 м, 7% - от 15 до 20 м, 5% - более 20 м и 13 % - менее 5 м [62]. В качестве ограждающих конструкций в основном применялись металлические трубы, погружаемые различными способами (47%), а в 37% случаев использовалась «стена в грунте» траншейного типа [64].

Таблица 2.6

### **Прогнозируемые объёмы подземного строительства для объектов нежилого фонда Москвы**

№ п.п.	Назначение сооружений	Запланированные объёмы строительства до 2025 г, млн. м <sup>2</sup> [Страшнова, Воинова, Ульянова, 2009]	Прогнозируемые объёмы ежегодного подземного строительства, млн. м <sup>2</sup>
1	административно-деловое	71,5	1,24
2	гостиницы	13,5	0,23
3	социальное обеспечение	2,5	0,04
4	учебные заведения	13	0,23
5	транспортно-пересадочные узлы	4	0,07
6	здравоохранение	4	0,07
7	культуры	5,4	0,09
8	спорта	6	0,10
9	промышленные	12,1	0,21
10	торговли	11,4	0,20
11	общественное питание	1,7	0,03
12	бытовое обслуживание	0,9	0,02
13	склады	7,2	0,12

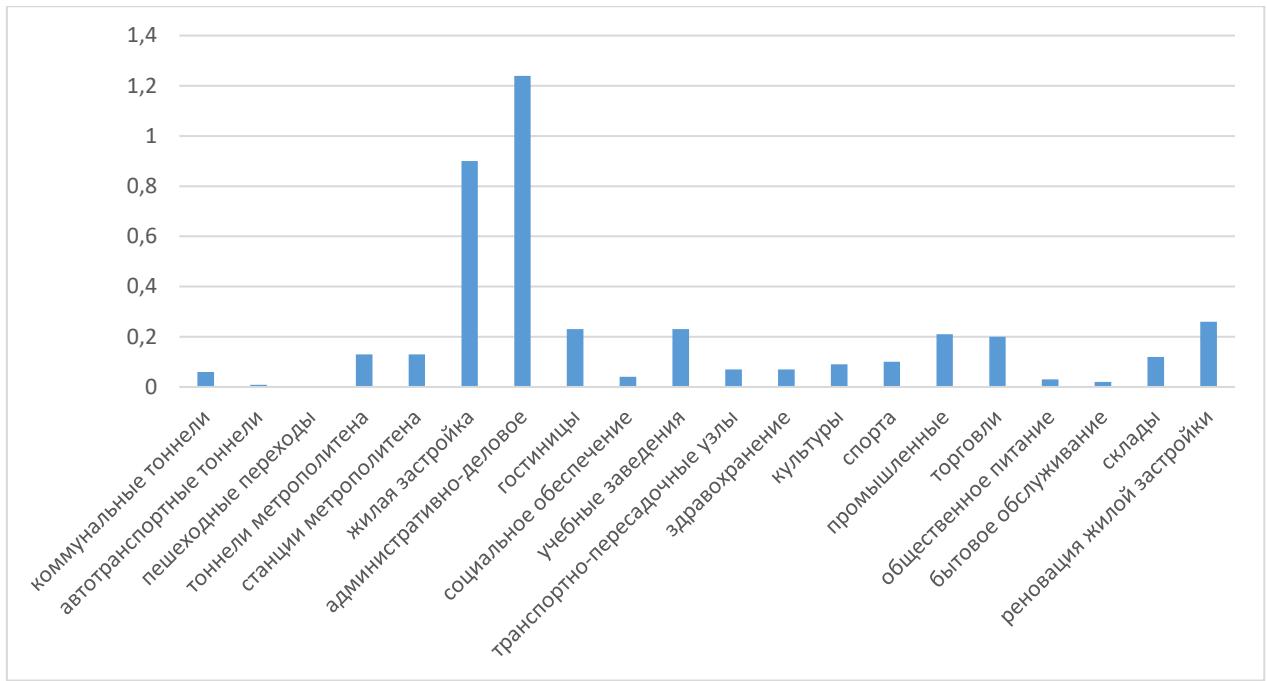


Рис. 2.37. Прогнозируемые ежегодные объёмы подземного строительства в Москве, млн. м<sup>2</sup>

Активное освоение подземного пространства Москвы оказывает влияние на экологию подземного пространства и состояние гидрогеологической среды и провоцирует появление и развитие неблагоприятных горно-геологических процессов. Возникающие при этом изменения авторы [86] условно разделяют на три группы в зависимости от типа геологической среды и типа подземных сооружений:

- влияющие на само подземное сооружение;
- влияющие на другие подземные сооружения, находящиеся вблизи рассматриваемого;
- влияющие на наземные сооружения, расположенные в зоне влияния подземного сооружения.

В зависимости от вероятности проявления в период строительства и эксплуатации тех или иных неблагоприятных горно-геологических явлений и процессов, необходимо выбрать конструкцию сооружения, адекватно взаимодействующую с вмещающим породным массивом, и принять оптимальный способ производства работ для уменьшения и предотвращения

воздействия негативных явлений и процессов. Вместе с тем нужно постоянно учитывать и то влияние, которое оказывает подземное сооружение и способ его возведения на окружающую среду и принимать все меры для обеспечения безопасности окружающей застройки, как при строительстве подземного сооружения, так и при его эксплуатации. Рекомендации по применению современных технологий подземного строительства в горно-геологических условиях, характеризующихся неблагоприятными процессами, встречающимися в г. Москве приведены в Приложении 1.

Еще одна крайне важная проблема подземного строительства в условиях крупных городов – это обеспечение сохранности и безопасной эксплуатации существующей застройки. В условиях Москвы в среднем в зоне влияния подземного строительства в открытых котлованах располагается порядка 4 – 5 существующих зданий, а при закрытом строительстве – 17 – 20 зданий и сооружений на 1 пог.км строящегося тоннеля, а также действующие инженерные коммуникации, в некоторых случаях объекты метрополитена и др. подземные объекты. В процессе геотехнического сопровождения подземного строительства выполняется комплекс технических мероприятий, связанных с минимизацией деформаций существующих зданий и сооружений. Все они могут быть подразделены на следующие группы:

1. прямые – усиление оснований, фундаментов и строительных конструкций. Необходимо учитывать, что любое технологическое воздействие на существующее здание в процессе выполнения защитных мероприятий будет сопровождаться деформациями этого здания. При усилении фундаментов сваями такими технологическими воздействиями являются:

- вибрация, возникающая при бурении скважин, забивке металлических труб, использовании разрядно-импульсной технологии, высокой интенсивности работ по усилению, слишком расположении буровых машин, одновременном изготовлении нескольких близко расположенных друг к другу свай, работе машин и механизмов и проч.;

- разуплотнение грунтов основания и изменение их НДС при перебурах грунта, применении полых шнеков, использовании jet-свай и т.д.;

- изменение гидрогеологических условий участка, например, при использовании технологии струйной цементации грунтов;

2. компенсирующие – геотехнические экраны, компенсационное нагнетание и проч. Применение технологий этой группы сопровождается неравномерными деформациями защищаемых зданий, их регулярными подъёмами и опусканиями, перераспределениями напряжений в грунтовом массиве и в конструкциях самих зданий, что при общей внешне благоприятной картине, когда деформации зданий не превышают предельно допустимых значений, сопровождается нарушениями структурных связей между конструктивными элементами здания, смещениями опор балок и плит перекрытий и проч.

3. технологические – выбор технологии производства работ «нулевого цикла», обеспечивающей минимальное вмешательство в сложившуюся природно-техногенную среду. Мероприятия последней группы являются наиболее эффективными, т.к. позволяют исключить или снизить до минимума объёмы дополнительных работ, связанных, например, с усилением фундаментов существующих зданий, минимизировать вмешательство в горно-геологическую, гидрогеологическую и техногенную среды мегаполиса и будут подробно рассмотрены в диссертационной работе.

Таким образом, применение прогрессивных технологий подземного строительства в ряде случаев позволяет обеспечить безопасность существующей застройки без дополнительных мероприятий по усилению конструкций зданий или применению противоаварийных мероприятий.

В Приложении 2 обобщаются основные достоинства и недостатки ряда современных технологий открытого способа работ.

## **2.4 Научно-методические и системотехнические принципы синтеза организационно-технических решений технологий подземного городского строительства**

Научный подход к формированию процедуры разработки стратегии реализации строительных технологий с использованием концепции интегрированной поддержки принятия решений как одного из ключевых факторов обеспечения их конкурентоспособности требует обязательного учета научно-методических и системотехнических принципов синтеза организационно-технических решений технологий подземного городского строительства.

В разделе 2.1 были сформулированы основные критерии прогрессивных технологий подземного строительства. Учитывая горно-геологические и градостроительные условия Москвы, требования к очередности производства работ, эти критерии можно дополнить и сформулировать в следующем виде:

1. возможность выполнения работ в сложных горно-геологических условиях (III уровень сложности согласно СП 47.13330.2016) без применения специальных видов работ (замораживание, закрепление грунтов инъекцией и проч.);
2. производство работ по строительству подземного сооружения или работ «нулевого цикла» в условиях водонасыщенных грунтов без организации строительного водопонижения или применения специальных способов строительства;
3. высокая скорость возведения конструкций (по сравнению с аналогичными методами);
4. соответствие готовой конструкции проекту, т.е. отступления от проекта не превышают требований СП 45.13330.2012 для открытого способа работ и СП 120.13330.2012 для закрытого;
5. технологичность, под которой подразумевается:

- максимально возможная механизация или автоматизация всех технологических процессов;
- удобство выполнения последующих работ (временные конструкции или их элементы, технологические оборудование и проч. не должны затруднять доступ к месту выполнения работ, в том числе последующих)

6. низкая стоимость строительства (по сравнению с аналогичными методами);

7. минимальное воздействие на близрасположенные здания и сооружения (технологические деформации существующих зданий не превышают 40 – 60% от предельно-допустимых величин);

8. уровень шума и вибрации в процессе производства работ не превышает требований санитарных норм;

9. отсутствие загрязнений окружающей среды, под которыми подразумеваются не только выбросы в атмосферу или источники воды, но и изливы цементного раствора из скважин, а также растворы бентонитовых глин, который необходимо собирать и утилизировать, остающиеся в грунте элементы временных конструкций и проч.

Из этих критериев можно выделить основные, оказывающие прямое влияние на прородно-техническую систему, и дополнительные, которые необходимо учитывать лишь в определённых условиях.

Основные критерии (1-я группа критериев):

1. возможность выполнения работ в сложных горно-геологических условиях;

2. производство работ по строительству подземного сооружения или работ «нулевого цикла» в условиях водонасыщенных грунтов;

3. высокая скорость возведения конструкций;

4. соответствие готовой конструкции проекту, т.е. отступления от проекта не превышают требований СП 45.13330.2012 для открытого способа работ и СП 120.13330.2012 для закрытого;

5. технологичность;
6. низкая стоимость строительства.

Дополнительные критерии (2-я группа критериев):

7. минимальное воздействие на близрасположенные здания и сооружения;
- 8.1. уровень шума в процессе производства работ не превышает требований санитарных норм;
- 8.2. уровень вибрации в процессе производства работ не превышает требований санитарных норм;
- 9.1. отсутствие загрязнений грунтовых вод;
- 9.2. отсутствие выбросов в атмосферу;
- 9.3. отсутствие загрязнений поверхностных вод;
- 9.4. отсутствие загрязнений грунтового массива остатками строительных материалов и элементов временных конструкций.

Рассмотрим насколько современные технологии подземного строительства отвечают этим критериям. Для решения этой задачи воспользуемся экспертным методом оценки [15]. Было проведено анкетирование 16-ти независимых экспертов, представляющих: 3 проектных организаций, 3 организации специализирующихся на шахтном и подземном строительстве и 3 – ведущих научно-техническое сопровождение подземного строительства. Вес каждого критерия оценивался как:

$$v_q = v_0 + \frac{y_q - y_0}{y_s - y_0} (v_s - v_0), \quad (2.1)$$

где  $v_0$  – вес наименее важного критерия,  $v_s$  – вес наиболее важного критерия,  $y_q$  – суммарный ранг  $q$ -го критерия,  $y_0$  – суммарный ранг наименее важного критерия,  $y_s$  – суммарный ранг наиболее важного критерия.

Результирующая взвешенная оценка определялась по формуле:

$$x_i = \sum_{q=1}^k \sum_{j=1}^m v_q x_{qi}^i, \quad (2.2)$$

где  $m$  – число экспертов,  $k$  – число критериев,  $x_{qi}^i$  – ранг  $i$ -й задачи по  $q$ -му критерию, приписанный  $j$ -м экспертом

При ранжировании мнений экспертов принималась бальная система рангов, при этом высшим является наименьший ранг.

Оценка согласованности мнений экспертов рассчитывалась по формуле Кендалла:

$$W = \frac{12S}{m^2(k^3-k)}, \quad (2.3)$$

где  $W$  – коэффициент конкордации,  $S$  – сумма квадратов отклонений:

$$S = \sum_{q=1}^k \left\{ \sum_{j=1}^m x_{qi}^i - \frac{1}{2} m(k+1) \right\}^2. \quad (2.4)$$

Ранжирование современных технологий подземного строительства по основной группе критериев приводится в Приложении 3.

При анализе обработки данных экспертного анализа примем, что к категории прогрессивных технологий относятся только те технологии, суммарный взвешенный ранг которых не превышает среднего арифметического в группе.

Таким образом, на основании экспертного анализа по основным критериям в первой группе прогрессивных технологий подземного строительства «способы погружение свай и шпунта» можно отнести:

- погружение копром;
- высокочастотным вибропогружателем;
- вдавливанием.

Во второй группе «устройство «стены в грунте»»:

- траншейная, изготавливаемая грейфером;
- траншейная, изготавливаемая фрезерным оборудованием;
- сборно-монолитная с листовой арматурой;
- сборно-монолитная с предварительным напряжением;
- из свай РИТ;
- из jet-свай;
- из jet-свай с химическими добавками;
- буросмесительным методом;

- с тонкой противофильтрационной завесой, изготавливаемой по технологии jet- grouting.

К третьей группе «крепление ограждающих конструкций котлованов»:

- постоянными грунтовыми анкерами;

К четвёртой группе «полузакрытый способ строительства»:

- сверху-вниз;
- вверх-вниз;
- снизу-вверх.

К пятой группе «горный способ строительства» относится только новоавстрийский тоннельный метод (НАТМ).

К шестой группе «механизированный способ строительства тоннелей» относятся ТПМК с пригрузом забоя:

- гидравлическим;
- грунтовым;
- аэрационным;
- комбинированным.

Далее необходимо произвести оценку прогрессивных технологий подземного строительства по второй группе критериев, определяющей условия работы в городе, а также влияние на геотехническую систему. Необходимо учесть, что в разных районах города Москвы условия производства работ существенно различаются. Эти различия, в первую очередь определяются:

- плотностью городской застройки;
- её возрастом и категорией технического состояния;
- близостью строительной площадки к существующим зданиям и сооружениям;
- наличием охранных зон различного назначения;
- воздействием строительства на окружающую среду.

При строительстве подземных сооружений все виды воздействия на геотехническую систему можно условно разделить на три принципиальные группы:

2. Строительно-технологические воздействия, возникающие со стороны строящегося подземного сооружения, на расположенную в зоне влияния строительства наземную и подземную застройку. Например, при разработке котлована вблизи существующих фундаментов снижаются вертикальные и горизонтальные напряжения в массиве грунта ниже дна котлована и рядом с ним, что уменьшает несущую способность основания вследствие полного или частичного исключения боковой пригрузки.

3. Силовые воздействия, возникающие при строительстве нового здания или подземного сооружения. В этом случае вокруг нового здания или над подземным сооружением образуется «осадочная воронка», размеры которой в плане могут значительно превышать габариты строящегося объекта. Расположенные в ней здания и сооружения, получают деформацию сложной формы в зависимости от жесткости здания и других факторов.

4. Производственно-технологические воздействия, связанные с эксплуатацией оборудования, размещенного в новом здании или сооружении.

Для формирования комплекса мероприятий по геотехническому сопровождению строительства в условиях плотной городской застройки [162] вводится понятие геотехнической категории строительства – «категория сложности объекта строительства с точки зрения проектирования оснований и фундаментов, определяемой в зависимости от уровня ответственности и сложности горно-геологических условий площадки строительства». Существует три геотехнических категории:

I – простая;

II – средняя;

III – сложная.

Проведём ранжирование прогрессивных технологий подземного строительства по 2-й группе критериев применительно к геотехническим

категориям строительства. Т.е примем следующие классы прогрессивных технологий:

I – простой. Строительство сооружений пониженного или нормального уровня ответственности ведётся на свободных от застройки территориях и не оказывает воздействия на геоэкологическую среду;

II – средний. Строительство сооружений нормального уровня ответственности ведётся в условиях городской застройки, оказывает влияние на геоэкологическую среду, однако требования экологической безопасности вторичны по сравнению с экономической эффективностью или безопасностью застройки;

III – сложная. Строительство сооружений нормального и повышенного уровня ответственности, в том числе особо опасных, технически сложных и уникальных ведётся в условиях исторической части города. Застройка плотная. В зоне влияния строительства имеются памятники истории, культуры, архитектуры, здания и сооружения с повышенными требованиями по шуму и вибрации, особо опасные и уникальные здания и сооружения. Воздействия на геоэкологическую среду должны быть сведены к минимуму.

Ранжирование проводится экспертным методом путём анкетирования той же группы из 16-ти экспертов. При ранжировании мнений экспертов принималась 3-х бальная система рангов, соответствующая предложенным классам прогрессивных технологий.

Ранжирование прогрессивных технологий подземного строительства по второй группе критериев приводится в Приложении 4.

Для наглядности классы прогрессивных технологий подземного строительства по геотехническим категориям сведены в табл. 2.7:

Таблица 2.7

**Классы прогрессивных технологий подземного строительства**

I класс	
1.	Погружение металлических свай и шпунта копром
2.	«Стена в грунте» из свай РИТ
II класс	
1.	Погружение металлических свай и шпунта вдавливанием
2.	«Стена в грунте»
2.1.	траншейная, изготавливаемая грейфером
2.2.	из jet-свай
2.3.	из jet-свай с химическими добавками
2.3.	бурсмесительным методом
3.	Крепление ограждающей конструкции котлована постоянными грунтовыми анкерами
4	Новоавстрийский тоннельный метод
5.	ТПМК с активным пригрузом забоя
5.1.	аэрационным
5.2.	комбинированным
III класс	
1.	Погружение металлических свай и шпунта высокочастотным вибропогружателем
2.	«Стена в грунте»
2.1.	траншейная, изготавливаемая фрезерным оборудованием
2.2.	сборно-монолитная с листовой арматурой
2.3.	сборно-монолитная с предварительным напряжением
2.4.	с тонкой противофильтрационной завесой, изготавливаемой по технологии jet-grouting
3.	Сборные распорные элементы ограждения котлована многократного применения
4.	Полузакрытый способ строительства
4.1.	Сверху-вниз
4.2.	Вверх-вниз
4.3.	Снизу-вверх
5	ТПМК с активным пригрузом забоя
5.1.	гидравлическим
5.2.	грунтовым

В процессе создания и развития методологии комплексного планирования стратегий реализации технологий подземного строительства в условиях плотной городской застройки сами процессы реализации (стратегии) имеют преобладающее и основополагающее значение и это связано с тем, что во время жизненного цикла данных технологий характер их функционирования обусловлен сложными трансформационными преобразованиями, что, в основном связано с проблемами организации и планирования, а также их адаптационными свойствами с учетом факторов внешней среды.

Учесть эти трансформационные преобразования можно с использованием процедуры прогнозирования изменения отдельных функциональных составляющих строительных технологий с учетом перспективных тенденций и закономерностей (методологическая фаза анализа состояний и возможных путей перехода), что можно реализовать только с использованием инвариантного системотехнического подхода.

В основу методологии системотехники в этом случае закладываются отдельные составляющие теории принятия сложных решений и системного анализа, которые интегрируют основные методологические аспекты (модели и методы) теории аксиоматики, эффективности, моделирования, исследования операций, игр и т.д.). Интеграция этих составляющих обеспечивает приемлемый уровень достоверности, объективности и обоснованности принимаемых научных решений, так как в ее основе лежат проверенные и адекватные научные теории (модели и методы), современные информационные технологии высокого современного уровня, что в свою очередь обеспечивает приемлемый уровень достоверности исходной эмпирической и статистической информации.

Только на основе системотехнического подхода можно сформулировать исходное целеполагание и конкретные целевые установки, осуществить процесс выбора и обоснования альтернативных вариантов стратегий (подземных строительных технологий), установить реальную степень достижения поставленных целевых индикаторов.

Наличие разнообразных технологий подземного строительства предопределяет и активизирует их развитие с учетом системотехники на базе их эффективного проектирования и функционирования с прослеживанием разнообразных и индивидуальных пространственных и временных связей.

Многочисленные проведенные исследования, а также ряд выполненных экспериментальных разработок в ракурсе использования системотехнического подхода диктует обязательный учет следующих обобщенных принципов, которые закладываются в основу научно-методического обеспечения комплексного планирования выбора стратегий реализации подземных строительных технологий: - к ним с полным основанием можно отнести инженерно-экономический, функционально-системный, имитационно-моделирующий и вероятностно-статистический.

Основные аспекты привлечения и использования *инженерно-экономического принципа* базируются на учете обратной связи различных фаз стадий создания и проектирования, эксплуатации, организации и планирования строительных подземных технологий на основе формализованных и практических оценочных моделей и процедур, что в конечном итоге позволяет выявить наиболее качественные и прогрессивные технологические решения. Анализ оценочных моделей и процедур, использующихся в настоящее время в рамках строительной индустрии выявил недостаточный уровень использующихся моделей и методов оценки, что в основном связано с неполнотой и недостаточными масштабами технико-экономической оценки, в рамках оценки привлекается узкий ряд весьма специфических показателей, которые не дают полной, объективной и достоверной оценки, что в свою очередь не позволяет реализовать процесс выбора и обоснования стратегических решений по комплексному планированию использования подземных строительных технологий с требуемым уровнем согласованности глобальных и локальных целей.

Основные аспекты привлечения и использования второго *функционально-системного принципа* базируются на иерархии целей

отдельных составляющих подземных строительных технологий, что позволяет осуществлять их структурную перестройку в рамках замены неэффективных элементов технологии более эффективными, так как результирующие целевые индикаторы как основной системообразующий фактор при этом обуславливают необходимость использования и переориентации организационно-управленческих и технологических составляющих.

Основные аспекты привлечения и использования *вероятностно-статистического принципа* базируется на схеме жесткой детерминации. Данная схема построена на постулате выбора и обоснования целевой функции выбора стратегии реализации строительных подземных технологий посредством статистических распределений целевых индикаторов, которые отражают стохастические вероятностные зависимости от всех распределений значений параметров технологии.

Во многих исследованиях отмечается, что игнорирование этого принципа приводит к несоответствию имитационных моделей реальным, что обуславливает ненадежность и недостоверность большинства организационно-управленческих и технологических решений.

Основные аспекты привлечения и использования *имитационно-моделирующего принципа* базируются на алгоритме интерактивного управления технологическими параметрами горно-строительных работ на основе данных геотехнического мониторинга, позволяющих исключить случайные факторы при производстве подземных работ или изменениях технологических решений вследствие влияния фактических горно-геологических, гидрогеологических, или градостроительных факторов.

Исходя из вышеизложенного, можно выделить и обозначить следующие основополагающие дополнительные принципы, которые должны быть приняты к учету при разработке научно-методического обеспечения комплексного планирования стратегий реализации строительных подземных технологий, к которым с полным основанием можно отнести:

- а) принцип системности;
- б) принцип целеполагания;
- в) принцип компетенции;
- г) принцип иерархичности;
- д) принцип обратной связи.

## **Выводы по II-й главе**

В рамках заявленного концептуального подхода к созданию системы комплексного планирования стратегии реализации технологий подземного городского строительства, обобщения и анализа современных прогрессивных технологий городского подземного строительства, непосредственных факторов, оказывающих влияние на природно-техническую систему при применении современных технологических решений освоения подземного пространства выявлено, что:

1. Основной тенденцией геотехнического строительства в условиях плотной городской застройки является переход на прогрессивные формы организации и управления производством и технологиями подземного строительства – технологические процессы, машины и механизмы, позволяющие максимально безопасно сформировать природно-техногенную геотехническую среду. К прогрессивным формам организации и управления производством и технологиям можно отнести только те из существующих методов ведения работ и применяемого оборудования, которые обеспечивают максимально возможные степень механизации и автоматизации строительства, качество и безопасность возведения подземных сооружений, сохранность и безопасную эксплуатацию существующей застройки (технологические деформации существующих зданий не должны превышать 40 – 60% от предельно-допустимых величин), минимальное влияние строительства на геоэкологическую среду.

2. Разработаны научно-методические и системотехнические принципы синтеза организационно-технических решений технологий подземного городского строительства. Эти принципы базируются на предложенных автором двух группах критериев прогрессивных технологий горностроительных работ, учитывающие особенности производства технологических операций в условиях плотной городской застройки, сложных горно-геологических, гидрогеологических и геоэкологических условиях. Критерии делятся на: «основные» - оказывающие прямое влияние на геотехническую систему (6

критериев) и «дополнительные», которые необходимо учитывать лишь в определённых условиях (7 критериев). Экспертным методом проведено ранжирование современных технологий по «основной» группе критериев, по результатам которого к категории прогрессивных технологий подземного строительства отнесено 3 способа погружения свай и шпунта, 9 способов устройства ограждений котлованов типа «стена в грунте» с 11 типами крепления ограждений котлованов, 3 способа полузакрытого производства работ и 5 методов проходки закрытым способом.

3. Обязательным элементом концептуального подхода к созданию системы комплексного планирования стратегии реализации технологий подземного городского строительства должен являться контроль качества подземных работ на основе эффективного использования неразрушающих геофизических методов (ультразвукового, георадарного и сейсмоакустического). Проведённый анализ горно-геологических и геоэкологические условий г. Москвы с точки зрения комплексного освоения подземного пространства показал, что примерно 48 % территории города находится в районах геологического риска, 12 % - в районах потенциального геологического риска и 40 % территории характеризуются как стабильные. Наибольшую опасность для подземного строительства представляют карстово-суффозионные процессы, подтопления и развитие оползней.

Для формирования комплекса мероприятий в рамках системы комплексного планирования стратегии реализации технологий подземного городского строительства по интерактивному управлению технологиями подземного строительства в условиях плотной городской застройки впервые введены три класса прогрессивных технологий. С применением экспертного метода оценки, выполнено ранжирование современных способов горностроительных работ и предложена их классификация, позволяющая выделять методы строительства, минимизирующие технологические деформации зданий на поверхности до 40 – 60% по сравнению с другими способами.

По результатам ранжирования, к технологиям I класса (строительство сооружений пониженного или нормального уровня ответственности ведётся на свободных от застройки территориях и не оказывает воздействия на геоэкологическую среду) отнесено 2 способа производства работ, II класса (строительство сооружений нормального уровня ответственности ведётся в условиях городской застройки, оказывает влияние на геоэкологическую среду, однако требования экологической безопасности вторичны по сравнению с экономической эффективностью или безопасностью застройки) отнесено 9 способов производства работ и к III-му классу (строительство сооружений нормального и повышенного уровня ответственности, в том числе особо опасных, технически сложных и уникальных ведётся в условиях исторической части города. Застройка плотная. В зоне влияния строительства имеются памятники истории, культуры, архитектуры, здания и сооружения с повышенными требованиями по шуму и вибрации, особо опасные и уникальные здания и сооружения. Воздействия на геоэкологическую среду должны быть сведены к минимуму) отнесено 11 способов производства геотехнических работ.

## ГЛАВА III

### РАЗРАБОТКА МЕТОДИЧЕСКИХ ОСНОВ (МЕТОДИК) ИНФОРМАЦИОННО-АНАЛИТИЧЕСКОЙ СИСТЕМЫ УПРАВЛЕНИЯ ПРОЦЕССОМ СТРОИТЕЛЬСТВА ПРОМЫШЛЕННЫХ ОБЪЕКТОВ В УСЛОВИЯХ ПЛОТНОЙ ГОРОДСКОЙ ЗАСТРОЙКИ

#### 3.1 Методологические особенности обоснования целевых индикаторов качества ведения подземных работ в условиях природно-техногенной среды при подземном строительстве

В условиях ведения подземных работ с учетом воздействия природно-техногенной среды при подземном строительстве возможно выделение инвариантов процессов управления, на которые и следует ориентироваться при создании системы комплексного планирования стратегии реализации технологий подземного городского строительства с учетом геотехнических рисков, что требует привлечения методологических основ системотехнического подхода.

С позиций системотехнического подхода модель проблемной ситуации и целеполагания заявляется в следующем виде:

$$[ U, Z, H, G, Y, \Psi, W, K, P ], \quad (3.1)$$

где  $U$  – множество альтернативных вариантов использования строительных технологий;  $Z$  – множество сопутствующих процессу строительства неуправляемых и управляемых промежуточных факторов;  $G$  – множество альтернативных вариантов исходов целеполагания;  $Y$  – конечный результативный вариант;  $H$  – модельное представление операции управления,  $W$  – количественное выражение эффективности операции управления;  $\Psi, K$  – операнды системы управления;  $P$  – обозначение системы модельных предпочтений.

Системотехнический анализ проблемы комплексного (интегрального) подхода к использованию строительных технологий, включая использование геотехнического мониторинга и инновационных технических решений по

управлению геотехническим риском в рамках системы соответствующего обеспечения управления в сфере подземного градостроительства базируется в этом случае на следующей логической последовательности действий (блок-схема алгоритма), рис. 3.1.

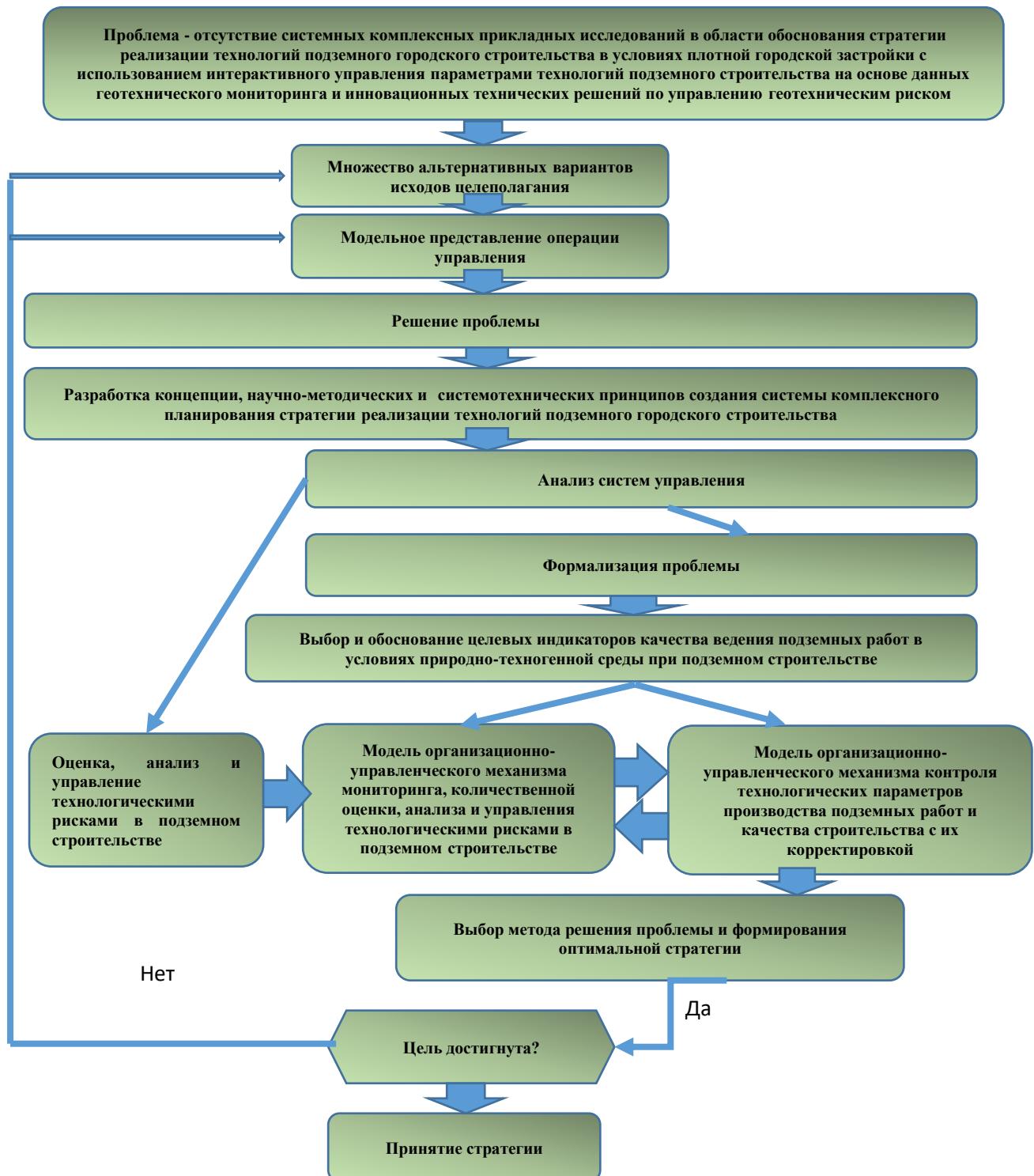


Рис. 3.1. Логическая последовательность действий с учетом использования системотехнического подхода

Необходимость использования разнообразных технологий строительства подземных сооружений в условиях плотной городской застройки предопределяет их активное развитие с учетом связей межсистемного характера, предопределяющих разнообразие подходов к системе управления их реализации.

Применение любых технологий подземного строительства в условиях плотной городской застройки, как неоднократно было показано в предыдущих главах, приводит к возникновению «технологических осадок» и «технологических деформаций» существующих зданий (в дальнейшем изложении, во избежание разнотений, предлагается придерживаться термина «технологические деформации»). В существующей нормативной и технической литературе в последние годы этой теме уделяется много внимания, однако само понятие технологических деформаций в нормативной документации и технической литературе соответствует. Приведённая в [162, 167] формулировка распространяет это понятие только на «устройство «стены в грунте» траншейного типа, грунтовых инъекционных анкеров, буроинъекционных свай» [162], однако приведённый в Главе 2 обзор выявил многочисленные примеры возникновения технологических деформаций при работе различных видов строительных машин и оборудования. В практике диссертанта имелся случай осадки существующего здания от вибрационного воздействия при проезде автосамосвалов с грунтом: наружная стена 5-ти этажного здания постройки 1910 г., расположенного в центральной части Москвы примерно в 70 м от места нового строительства, получила осадку 16 мм в следствие того, что мимо неё в течение 2-х недель производился вывоз грунта из котлована. Никаких других работ вблизи дома не производилось.

Еще более важную роль технологические воздействия на существующие здания имеют при ведении проходческих работ закрытым способом. Этой проблеме посвящена 5 Глава Диссертации.

На основании вышеизложенного, предлагается следующая формулировка понятия «технологические деформации» - это деформации

оснований, фундаментов и конструкций зданий от воздействий технологического характера в процессе строительства. Например, из рис. 1.8 видно, что величина технологической осадки определяется рядом внешних и внутренних факторов. В качестве примера, иллюстрирующего сложность решаемой задачи, обобщим все факторы, приведённые в литературных источниках и влияющие на величину технологических деформаций при устройстве ограждения котлована «стена в грунте» траншейного типа (рис. 3.2).



Рис. 3.2. Факторы, определяющие величину технологических деформаций при устройстве «стены в грунте» траншейного типа

Технологические деформации включают в себя (рис. 3.3):

- осадку;
- крен;
- кривизну подошвы фундамента.

Две последние характеристики в наибольшей степени характеризуют степень опасности деформаций для здания, т.к. отражают влияние деформаций на конструктивную жесткость здания, однако осадка является наиболее часто используемой на практике характеристикой опасности деформационных процессов и имеет наиболее оперативные методы

определения. При этом крен и кривизна подошвы фундаментов являются производными от осадки (см., например, формулу 1.1).

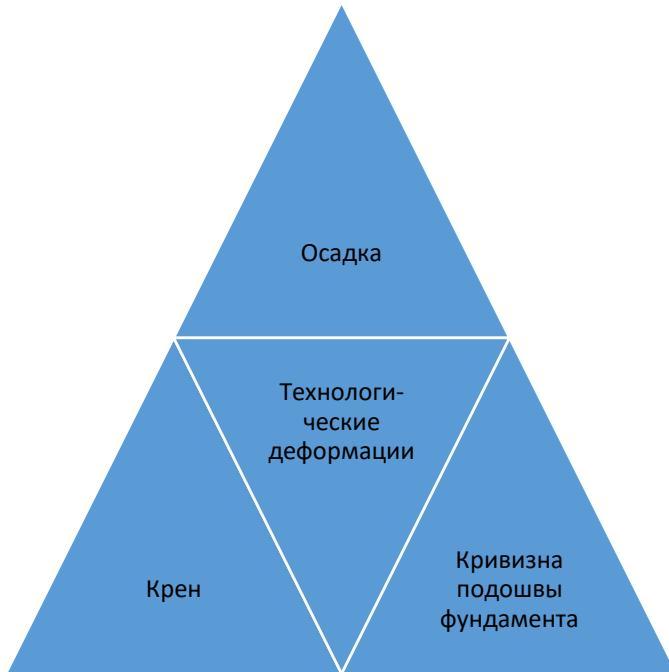


Рис. 3.3. Пирамида технологических деформаций

В общем случае, технологические деформации можно представить, как функцию, зависящую от трёх групп факторов:

$$S_{adt}(X_j) = F(X_1, X_2, X_3, \dots, X_j) \rightarrow \begin{pmatrix} a_1 & \dots & a_j \\ b_1 & \dots & b_j \\ c_1 & \dots & c_j \end{pmatrix}, \quad (3.1)$$

$$\rho_{adt}(X_j) = F(S_{adt}(X_j)), \quad (3.2)$$

$$i_{adt}(X_j) = F(S_{adt}(X_j)), \quad (3.3)$$

где:  $S_{adt}$ ,  $\rho_{adt}$ ,  $i_{adt}$  – технологические осадка, кривизна подошвы фундаментов и крен, соответственно;

**A. Внешние факторы:**

$F_1$  – горно-геологические условия;

$F_2$  – гидрогеологические условия;

$F_3$  – среднее давление под подошвой фундамента существующего здания;

**B. Проектные факторы:**

$F_4$  – расстояние от места производства работ до фундамента здания по нормали в горизонтальной плоскости;

$F_5$  – расстояние от места производства работ до фундамента здания по глубине;

$F_5$  – конструктивные параметры возводимого сооружения, оказывающие влияние на технологию производства работ. Эта величина является функцией целого ряда параметров, определяемых:

- способом строительства;
- габаритными размерами возводимой конструкции и т.д.;

Например, применительно к «стене в грунте» траншейного типа это будут длина, ширина и глубина захватки, а к закрытому способу работ – диаметр выработки и толщина постоянной крепи.

C. Технологические факторы. Каждый из этих факторов представляет собой отдельную группу параметров:

$F_6$  – характеристики и технологические особенности применяемого оборудования. Применительно к закрытому способу работ с использованием ТПМК с пригрузом забоя, к этим параметра будет относится не только тип ТПМК и диаметр резания, но и, что гораздо более важно с точки зрения технологических осадок, разница в диаметрах резания и оболочки ТПМК. А при использовании струйной цементации грунтов, это будет тип применяемой технологии jet1, jet2, jet3 и ряд других параметров;

$F_7$  – технологические параметры производства работ (плотность бентонитового раствора при устройстве «стены в грунте» траншейного типа, скорость вращения и подъёма гидромонитора при устройстве jet-свай, давление, В/Ц, давление, плотность и состав бентонитового раствора, подаваемого за оболочку ТПМК для компенсации указанной выше разницы диаметров и проч.

$F_8$  – качество производства работ (см. табл. 2.1).

Учёт как можно большего числе факторов позволяет наиболее оптимально спрогнозировать, а в последствие минимизировать технологические деформации.

## *Существующие методы расчёта технологических деформаций зданий и сооружений при геотехническом строительстве*

Существующими нормативно-техническими документами предусматриваются следующие расчёты технологических деформаций:

- от водопонижения [145];
- от забивки свай [146];
- от вибропогружения свай и шпунта [28];
- в [167] приводятся рекомендации по определению технологических осадок в качестве доли от прогнозируемого расчётного значения деформации (табл. 3.1). Необходимо отметить, что указанные в табл. 3.1 значения не соответствуют фактическим данным наблюдений на строительных площадках [122, 135].

Табл. 3.1.

### **Определение технологических деформаций зданий при открытом способе работ в процентном соотношении от расчётных деформаций [167]**

Тип ограждения котлована	Тип грунта	Рекомендуемое значение технологической осадки, % прогнозируемой, для способа откопки котлована	
		открытого	закрытого
Стена в грунте, шпунтовое	Песчаный	5-15	0-5
	Глинистый	5-10	0-5
Из труб, дутавров и др.	Песчаный	15-25	-
	Глинистый	10-15	-

- в [169] нормируются абсолютные значения технологических деформаций при устройстве свай усиления и бурении тела фундамента зданий. В целом эти значения, так же, как и в предыдущем случае, не соответствуют фактическим данным наблюдений и литературным источникам.

Прогнозированию технологических деформаций при ведении геотехнических работ в открытых котлованах посвящены работы А.В. Гурского, Д.А. Внукова, В.В Знаменского, Р.А. Мангушева, Д.К. Минакова,

О.А. Мозгачёвой, Е.Б. Морозова, Н.С. Никифоровой, Д.А. Сапина, Д.Ю. Соловьёва, Д.Ю. Чунюка, О.А. Шулятьева [45, 61, 108, 124, 154, 212].

В [45, 108, 154] даётся методика расчёта технологических осадок зданий при вдавливании вблизи них металлического шпунта и устройстве «стены в грунте» в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга.

Технологические осадки фундаментов зданий при устройстве вблизи от них «стены в грунте»  $S_{adt}$  рассчитываются как:

$$S_{adt} = \alpha A e^{-BL}, \quad (3.4)$$

где  $A$  и  $B$  – коэффициенты, зависящие от геометрических параметров «стены в грунте» (длины и ширины захватки), плотности глинистого раствора и грунтовых условий,  $e$  – постоянная Эйлера, равная 2,71,  $L$  – расстояние от «стены в грунте» до здания, м,  $\alpha$  - повышающий коэффициент, равный 1,3.

Необходимо отметить, что выражение (3.4) базируется на постулате постоянной глубины «стены в грунте», принятой для условий Санкт-Петербурга 30 м, и фактически не учитывает глубину котлована или откопки траншеи для устройства «стены в грунте».

Аналитическое выражение для расчёта технологической осадки при вдавливании шпунта методом послойного суммирования имеет вид:

$$S_{adt} = \beta k \sum \frac{\sigma_{adt,j} h_j}{E_j}, \quad (3.5)$$

где  $\beta$  – коэффициент, зависящий от коэффициента Пуассона и принимаемый равным 0,8;  $\sigma_{adt,j}$  – среднее дополнительное напряжение от вдавливания шпунта в  $j$ -м слое грунта;  $h_j$  – мощность  $j$ -го слоя грунта;  $E_j$  – модуль деформации  $j$ -го слоя грунта;  $k$  – поправочный коэффициент, зависящий от длины шпунта и расстояния от шпунта до оси фундамента.

Сходимость результатов расчётов по выражению (3.5) с данными натурных наблюдений для условий Санкт-Петербурга составила порядка 70%.

Эмпирические зависимости для расчёта технологической осадки фундаментов зданий при устройстве отсечных экранов из грунтоцементных свай в г. Москве приводятся в [124]. При диаметре грунтоцементных свай 700

мм, изготавливаемых в водонасыщенных рыхлых песках зависимость имеет вид:

$$S_{adt} = 0,5 \ln(r) - 2; \quad (3.6)$$

для грунтоцементных свай диаметров 1200 мм в слабых глинистых грунтах:

$$S_{adt} = 0,3 \ln(r) - 10, \quad (3.7)$$

где  $r$  – расстояние от здания до отсечного экрана, м.

Для многих технологических процессов подобные расчётные методики в настоящее время отсутствуют. Для моделирования некоторых технологических процессов, в основном связанных с фильтрацией или теплопереносом в грунтах (водопонижение, замораживание) используются специализированные программные комплексы, не нашедшие применения в городском подземном строительстве [5, 125, 136]. Также математическое моделирование предлагается использовать для моделирования технологических деформаций при устройстве:

- «стены в грунте» – [61, 154, 212]. Авторами [212] отмечается, что в основном используется два основных метода моделирования технологического процесса устройства «стены в грунте»: либо путем задания нагрузки на стены траншеи, эквивалентной гидростатическому давлению бентонитового раствора, либо – моделированием глинистого раствора, замещающего грунт в траншее. В [154] предлагается описывать для моделирования «стены в грунте» объёмные элементы, взамен традиционно применяемых для этой цели пластин;
- грунтовых анкеров – [212] рекомендуется рассчитывать технологические осадки математическим моделированием в плоской постановке, описывая скважины для изготовления анкеров как выработки круглого сечения с заданным коэффициентом перебора грунта.

Для закрытого способа работ в [48] по результатам математического моделирования взаимного влияния строительства двух параллельных тоннелей, сооружаемых щитовым методом в инженерно-геологических условиях городов Ханоя и Хошимина (Вьетнам), предлагаются зависимости

для расчёта максимальных осадок земной поверхности при различном взаимном расположении тоннелей, их глубины заложения, диаметре и последовательности проходки.

Таким образом, проведённый обзор показывает, что:

1. практически все имеющиеся методики расчёта ориентированы только на технологические операции открытого способа работ;

2. существует ограниченный перечень аналитических методик расчёта технологических деформаций, разработанных 20 и более лет назад и зачастую не соответствующих параметрам применяемой строительной техники;

3. современные нормативные рекомендации [167, 169] не соответствуют фактическим данным наблюдений за технологическими деформациями;

4. некоторые методики не учитывают важных конструктивных параметров возводимых конструкций [108, 154];

5. эмпирические методики определяются горно-геологическими условиями региона или мегаполиса, для которого они разрабатываются;

6. методы математического моделирования технологических деформаций не имеют чётко зафиксированного алгоритма таких расчётов;

7. для горно-геологических условий г. Москвы в литературных источниках не приводятся зависимости для определения технологических деформаций наиболее часто используемой прогрессивной технологии - «стена в грунте» траншейного типа;

8. в большинстве источников не указывается степень сходимости результатов расчётов с данными натурных наблюдений.

## ***Экспериментальные исследования технологических деформаций существующей застройки при ведении работ «нулевого» цикла***

Диссертантом был проведён ряд экспериментальных исследований по наблюдению за деформациями существующей застройки в процессе нового строительства в г. Москве и Московской области. Наблюдения велись на 39-ти объектах гражданского строительства (табл. 3.2) и на 115 объектах метрополитена (табл. 3.5).

Проведенные экспериментальные исследования, а также данные литературных источников (см. табл. 1.3, 1.4) показывают, что применение прогрессивных технологий подземного строительства позволяет существенно снизить деформации существующей застройки, обеспечить оптимальные условия её сохранности и безопасной эксплуатации.

Статистическая обработка данных табл. 3.2 приведена в табл. 3.4.

Анализ данных табл. 3.2 и 3.3 позволяет сделать вывод, что вне зависимости от инженерно-геологических условий участка строительства и глубины котлована технологические осадки существующих зданий, расположенных в зоне влияния геотехнических работ составляют:

1. при усилении оснований и фундаментов:
  - инъекционное закрепление грунтов: максимальная осадка – 2 мм, минимальная 0,8 мм, средняя 1,4 мм, что в среднем составляет 29% от предельно допустимой осадки здания;
  - устройство буронабивных свай: максимальная – 8 мм, минимальная 0,2 мм, средняя 4,1 мм, что в среднем составляет 103% от предельно допустимой осадки здания;

Таблица 3.2

**Технологические деформации существующей застройки по данным экспериментальных исследований в г.  
Москве и Московской области (для гражданского строительства)**

Здание	Тип фундаментов	Категория технического состояния	Расстояние до места производства работ, м	Глубина котлована, м	Технологическая операция	Осадка существующего дома, мм								
						Макс.	Мин.	Сред.	Доп.					
<b>Усиление фундаментов</b>														
<b>Буронабивные сваи</b>														
Бутиковский пер., д. 12 стр. 1 3-х этажный, кирпичный, более 100 лет	Ленточные	II				4,1	0,8		10					
<b>Трубобетонные сваи</b>														
ул. Прянишникова, д. 23, корп. 3	Ленточные, столбчатые	III			услонение фундаментов трубобетонными сваями d219 мм, длиной 12,2- 12,50 м	2,7	0,2		4					
<b>Инъекционные методы закрепления грунтов</b>														

Московская обл., Одинцовский р-н, пос. Немчиновка, ул. Калинина, д. 9 односекционный 16-ти этажный дом, выстроен «нулевой цикл»	Монолитная ж/б плита	I			Компенсационное нагнетание через трубы d219 мм на глубину 8 м	+17,5	+2,0		40
Храма Живоначальной Троицы на Грязях, ул. Покровка д. 13	Ленточные	II	4,62		Геотехнический барьер путём нагнетания цементно-песчаного раствора через инъектор с пакерами по манжетной технологии	0,3			10
ул. Покровка д. 15 5-ти этажный	Ленточный на свайном основании	II	0,5		Геотехнический барьер путём нагнетания цементно-песчаного раствора через инъектор с пакерами по манжетной технологии	2,9	0,2		10
ул. Прянишникова, д. 23, корп. 3, 6-ти этажный, более 100 лет	Ленточные, столбчатые	III			Цементация грунтов основания	6,2	2,7		4
<b>Погружение металлических труб</b>									
1-й Волоколамский пр., д. 10 9-ти этажное с подвалом и техническим этажом, построенное в 1988 г.	столбчатые	II	22	5	Погружение металлических труб d219x8	0,3			30

1-й Волоколамский пр., вл. 10, стр. 1 3-х этажное, построенное в 1975 г.	ленточные	II	7	5	Погружение металлических труб d219x8	0,2			30
1-й Волоколамский пр., вл. 10, стр. 3 3-х этажное здание	ленточные	II	29	5	Погружение металлических труб d219x8	0,5			30
1-й Волоколамский пр., вл. 10, стр. 5 3-х этажное с подвалом, построено в 1960-х годах	ленточные	II	8,5	5	Погружение металлических труб d219x8	0,2			30
1-й Волоколамский пр., вл. 10 РТП	ленточные	II	9	5	Погружение металлических труб d219x8	0,2			30
1-й Волоколамский пр., вл. 10, стр. 15 1-но этажный склад,	ленточные	II	8,5	5	Погружение металлических труб d219x8	0,2			30
Барыковский пер., вл. 7 пятиэтажный, кирпичный, более 100 лет	ленточные	II	0,5	5,5	Погружение металлических труб	13	0,1		10

Бутиковский пер., д. 12 стр. 1 3-х этажный, кирпичный, более 100 лет	ленточные	II	3,4	6,5	Погружение металлических труб	7,1	3,0		10
Бутиковский пер. д. 12, стр 2 4-х этажный, кирпичный, более 100 лет	ленточные	II	3,6	6,5	Погружение металлических труб	4,9	0,2		10
Бутиковский пер. д. 14, стр. 9 2-х этажный с мансардой, менее 100 лет	ленточные	II	3,4	6,5	Погружение металлических труб	2,5	0,2		30
Бутиковский пер. д. 18, стр. 1 3-х этажный, кирпичный, более 100 лет	ленточные	II	0,5	6,5	Погружение металлических труб	15,1	0,3		10
Коробейников пер. д. 8 3-х этажный, кирпичный, более 100 лет	ленточные	II	1,8	6,5	Погружение металлических труб	3,4	0,4		10
Молочный пер. д. 1 4-х этажный, менее 100 лет	ленточные	I	5,0	6,5	Погружение металлических труб	1,9	0,4		40

Молочный пер. д. 5, стр. 1 2-х этажный, кирпичный, более 100 лет	ленточные	II	8,3	6,5	Погружение металлических труб	1,4	0,2		10
Дмитровский р-н, с. Борисово 1-но этажное, промышленное	столбчатый	II	0,7	7	Погружение металлических труб d425 мм завинчиванием	14,4	2,0		30
Б. Николоворобинский пер., д. 9/11, корп. 2-3 2-х этажное, кирпичное, менее 100 лет	ленточные	III	7	8	Погружение металлических труб d219 мм пневмопробойником	0,3	0,1		10
Б. Николоворобинский пер., д. 9/11, корп. 2-3, корп. 6 2-х этажное, кирпичное, промышленное, менее 100 лет	ленточные	III	5	8	Погружение металлических труб d219 мм пневмопробойником	2,4	0,1		10
Б. Николоворобинский пер., д. 9/11, Стена от ранее снесённого здания, более 100 лет	ленточные	III	0,5	8	Погружение металлических труб d219 мм пневмопробойником	21,9	0,6		2
Б. Николоворобинский пер., д. 9/11 2-х этажное, кирпичное, менее 100 лет	ленточные	III	8	8	Погружение металлических труб d219 мм пневмопробойником	0,1			10

ул. Садовническая, д. 71, стр. 1	ленточные	II	4,7	5	Погружение металлических труб	2,6	0,1		30
ул. Садовническая, д. 71, стр. 11	ленточные	II	1	5	Погружение металлических труб	10	0		30
ул. Садовническая, д. 73, стр. 1 3-х этажное, кирпичное, возраст более 100 лет	ленточные	II	40	5	Погружение металлических труб	0,2			10
ул. Садовническая, д. 73, стр. 17 2-х этажный, кирпичный, более 100 лет	ленточные	II	1	5	Погружение металлических труб	8,8	0,4		10
Филипповский пер., д. 13 5-ти этажный, кирпичный, более 100 лет	ленточные	II	0,5	8	Погружение металлических труб d159 мм, длиной 10-16 м	13,7	0,3		10
М. Афанасьевский пер., д. 5/15 6-ти этажный, кирпичный, построен более 100 лет	ленточные	II	0,5	8	Погружение металлических труб d159 мм, длиной 10-16 м	13,6	0,2		10

М. Афанасьевский пер., д. 7 6-ти этажный, кирпичный, построен более 100 лет, реконструирован в 1990-х	ленточные	II	0,5	8	Погружение металлических труб d159 мм, длиной 10-16 м	13,6	0,2		30
<b>«Стена в грунте» траншейного типа</b>									
ул. Малая Пионерская, д. 12- 18/4-6, стр. 1, 4-х этажный, кирпичный, построен с 1910 по 1940 г. (несколько объёмов), надстроен в начале 1930-х	ленточные	II	3	12	«стена в грунте» траншейного типа глубиной 18 м	1,0	0,3		30
ул. Большая Пионерская, д. 5, стр. 1, 2-х этажное, кирпичное, конец XIX в.	ленточные	III	9,5	12	«стена в грунте» траншейного типа глубиной 18 м	1,3	0,2		4
ул. Большая Пионерская, д. 4, 2-х этажное, кирпичное, 1890 г.	ленточные	II	17,5	12	«стена в грунте» траншейного типа глубиной 18 м	0,3			10
Павелецкая площадь, д. 2, стр. 1, 12-ти этажное, построено в 1998 г.	монолитна я ж/б плига	I	35	12	«стена в грунте» траншейного типа глубиной 18 м	1,0	0,3		40

Павелецкая площадь, д. 2, стр. 2, 30-ти этажное, построено 1999/2000 г.	МОНОЛИТНАЯ ЖБ ПЛИТА	I	20	12	«стена в грунте» траншейного типа глубиной 18 м	0,9	0,3		40
Павелецкая площадь, д. 2, стр. 3, 13-ти этажное, построено 1999/2000 г.	МОНОЛИТНАЯ ЖБ ПЛИТА	I	25	12	«стена в грунте» траншейного типа глубиной 18 м	1,1	0,2		40
г. Пушкино, Московский просп., д. 24, 5-ти этажный, кирпичный, постройки 1960-х	ЛЕНТОЧНЫЕ	II	3	12	стена в грунте» траншейного типа	0,7	0,1		30

Табл. 3.3

**Технологические осадки существующих зданий при строительстве подземных сооружений открытым способом.**  
**Статистическая обработка ранее приведённых результатов наблюдений и данных литературных источников**

Осадка	Категория технического состояния	Усиление оснований и фундаментов														
		Инъекционное закрепление грунтов			Буронабивные сваи			Бурильно-инъекционные сваи			Jet grouting			Погружение металлических труб пневмопробойником		
		Макс. мм	Мин., мм	Сред. мм	Макс. мм	Мин., мм	Сред. мм	Макс. мм	Мин., мм	Сред. мм	Макс. мм	Мин., мм	Сред. мм	Макс. мм	Мин., мм	Сред. мм
в абсолютных величинах, мм	II	0,8	0	0,4				10	0	0	2			5,9	0,5	1,53
в процентах от допустимой величины		8	0	4				100	0	0	7	0	0	35	5	12
в абсолютных величинах, мм	III	2	1,1	1,55	8	0,2	4,1	42	3	15,25	10	0	5,5	4,3	0,6	2,4
в процентах от допустимой величины		50	28	39	200	5	103	420	75	224	100	0	63	43	6	24
в абсолютных величинах, мм	IV	1,2		0,6												
в процентах от допустимой величины		30	0	15												
В среднем по виду работ:																
в абсолютных величинах, мм		2	0,8	1,4	8	0,2	4,1	42	3	14,2	10	0,2	4,33	5,9	0,5	1,82
в процентах от допустимой величины		50	8	29	200	5	103	420	75	199	100	5	44	43	5	16

Осадка	Категория технического состояния	Устройство ограждения котлована									Полузакрытый способ строительства		
		«Стена в грунте» траншейного типа			Jet grouting			"Стена в грунте" из буросекущихся свай					
		Макс., мм	Мин., мм	Сред., мм	Макс., мм	Мин., мм	Сред., мм	Макс., мм	Мин., мм	Сред., мм	Макс., мм	Мин., мм	Сред., мм
в абсолютных величинах, мм	II	0,60	0,00	0,24	7,00	0,10	3,90	9,00	1,00	5,00	11,20	0,60	5,90
в процентах от допустимой величины		3	0	1	23	1	39	90	10	50	56	2	29
в абсолютных величинах, мм	III	14,30	0,30	4,43	9,0	5,0	7,0	14,00					
в процентах от допустимой величины		286	1	74	90,0	50,0	70,0	350	0	0			
В среднем по виду работ:													
в абсолютных величинах, мм		14,30	0,30	2,75	9,00	0,10	5,45	14,00	1,00	8,00	11,20	0,60	5,90
в процентах от допустимой величины		286	1	45	90	1	55	350	10	150	56	2	29

- устройство буроинъекционных свай: максимальная – 42 мм, минимальная 3 мм, средняя 14,2 мм, что в среднем составляет 199% от предельно допустимой осадки здания;
- устройство jet-свай: максимальная – 10 мм, минимальная 0,2 мм, средняя 4,33 мм, что в среднем составляет 44% от предельно допустимой осадки здания;
- погружение металлических труб пневмопробойником: максимальная – 5,9 мм, минимальная 0,5 мм, средняя 1,82 мм, что в среднем составляет 16% от предельно допустимой осадки здания;

2. при устройстве ограждающей конструкции котлована способом «стена в грунте»:

- траншейного типа: максимальная – 14,3 мм, минимальная 0,3 мм, средняя 2,75 мм, что в среднем составляет 45% от предельно допустимой осадки здания;
- по jet-технологии: максимальная – 9,0 мм, минимальная 0,1 мм, средняя 5,45 мм, что в среднем составляет 55% от предельно допустимой осадки здания;

3. полузакрытый способ строительства: максимальная – 11,2 мм, минимальная 0,6 мм, средняя 5,9 мм, что в среднем составляет 29% от предельно допустимой осадки здания.

При этом необходимо отметить следующее:

1. Из рассмотрения были исключены сваи, изготавливаемые по разрядно-импульсной технологии, вследствие незначительного ряда наблюдений и чрезмерно высоких величин деформаций существующего здания, не соответствующего определению «прогрессивные технологии» подземного строительства. Кроме этого, из-за недостаточности ряда наблюдений, не рассматривалось устройство вдавливаемых свай усиления.

2. При устройстве буроинъекционных свай усиления фундаментов технологические осадки существующего здания в значительной мере зависят

от качества производства работ. При других способах строительства эта зависимость прослеживается в значительно меньшей степени.

3. Устройство буронабивных свай усиления и jet-свай сопоставимо по воздействию на существующую застройку.

4. Наиболее щадящий способ усиления фундаментов существующих зданий сваями – использование трубобетонных свай, погружаемых пневмопробойником: максимальная зафиксированная осадка здания при погружении непосредственно через тело фундамента трубобетонных свай не превысила 6мм.

5. Устройство «стены в грунте» по технологии струйной цементации является менее щадящим методом, по сравнению с монолитной «стеной в грунте» траншейного типа – средние значения осадок существующих зданий при использовании jet-технологии на 50% выше, чем для траншейной стены.

6. Наиболее оптимальным, с точки зрения обеспечения сохранности существующих зданий, является полузакрытый способ строительства.

Анализ результатов экспериментальных исследований и данных литературных источников, несмотря на достаточно небольшой ряд наблюдений, позволяет сделать вывод, что глубина котлована, а следовательно и глубина технологического воздействия на грунты основания в процессе выполнения технологических операций, оказывает существенное влияние на деформации окружающей застройки. Это влияние, вне зависимости от горно-геологических условий, категории технического состояния существующих зданий и технологии производства работ, проявляется при глубинах котлована порядка 5, 8 и 12 м. Указанные величины глубин, по всей вероятности, определяются не изменением НДС системы «ограждение котлована – грунтовый массив», а типовыми глубинами установки распорных креплений.

В целом необходимо отметить, что вне зависимости от технологии производства работ, горно-геологических условий, категории технического состояния существующих зданий, глубины котлована и расстояния до него (в

пределах зоны влияния строительства) технологические осадки существующих зданий, в пределах имеющегося ряда наблюдений, составляют:

- при усилении фундаментов существующих зданий: максимальная – 10,0 мм, минимальная 0,2 мм, средняя 3,0 мм, что в среднем составляет 48% от предельно допустимой осадки здания;
- при устройстве ограждающих конструкций котлована: максимальная – 14,3 мм, минимальная 0,1 мм, средняя 5,5 мм, что в среднем составляет 43% от предельно допустимой осадки здания.

Для объектов метрополитена наблюдения велись на котлованах станционных комплексов, пристанционных сооружений, водоотливных и вентиляционных установок, монтажных и демонтажных щитовых камер Замоскворецкой, Калининско-Солнцевской, Некрасовской, Сокольнической и Большой Кольцевой линий. Глубина котлованов от 12,5 до 34,8 м, Котлованы располагались в различных горно-геологических условиях г. Москвы, однако в целом эти условия могут быть охарактеризованы как переслаивание глинистых и водонасыщенных песчаных отложений в основном четвертичного возраста. В отдельных случаях в основании котлованов залегали юрские пески.

Все результаты наблюдений (всего 124 объекта) при устройстве «стены в грунте» траншейного типа сведены в табл. 3.4.

На рис. 3.4, 3.5 приводится степенная аппроксимация функций  $S_{adt}=F(L)$  и  $S_{adt}=F(L/h)$  методом наименьших квадратов результатов натурных наблюдений за технологическими осадками зданий при устройстве «стены в грунте» траншейного типа.

Эмпирическая зависимость осадок зданий окружающей застройки  $S_{adt}$  от расстояния между краем фундамента и «стеной в грунте»  $L$  имеет вид:

$$S_{adt} = 20L^{-1,16} \quad (3.8)$$

Таблица 3.4

**Технологические деформации существующей застройки по данным наблюдений при строительстве объектов метрополитена в г. Москве**

№ п.п.	Здание	Тип фундаментов	Категория технического состояния	Расстояние до места производства работ, м	Глубина котлована, м	Геология	Технологическая операция	Осадка, мм		
								замеренная	расчётная	предельно допустимая
<b>«Стена в грунте» траншейного типа</b>										
1.	9-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 54 лет	свайный	II	3,2	12,5	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 17 м, откапываемой грейфером	4,6	6,5	30
2.	9-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 55 лет	ленточный	II	12	12,5	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 17 м, откапываемой грейфером	3,3	5,9	30
3.	5-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 57 лет	плитный	III	6,2	12,5	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 17 м, откапываемой грейфером	2,4	6,5	10
4.	5-ти этажный. Возраст – около 54 лет	ленточный	II	8,00	12,5	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 17 м, откапываемой грейфером	1,7	6,8	30

5.	19-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 5 лет	плитный	II	9	12,6	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 17 м, откапываемой грейфером	1,4	7	30
6.	19-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 5 лет	плитный	II	12,00	12,6	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 17 м, откапываемой грейфером	1,8	3	30
7.	1-но этажный. Возраст – около 4 лет	плитный	II	1,00	12,6	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 17 м, откапываемой грейфером	10,4	22,2	30
8.	1-но этажный. Возраст – около 40 лет	ленточный	II	1,00	12,5	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 17 м, откапываемой грейфером	9	23,7	30
9.	2-3-х этажный, с подвалом. Возраст – около 9 лет	ленточный	II	12,00	19,6	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 36 м, откапываемой грейфером	2,1	11,7	30
10.	12-16-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 5 лет	ленточный	II	15,00	19,6	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 36 м, откапываемой грейфером	1,6	8,1	30
11.	1-но этажный.	ленточный	II	12,00	23	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 38 м, откапываемой грейфером	2,4	4,2	30
12.	1-но этажный, деревянный, возраст около 100 лет	ленточный	III	13,70	20	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 35 м, откапываемой грейфером	1,7	18	20

13.	2-х этажный, с подвалом. Возраст – около 18 лет	ленточный	II	9,30	20	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 35 м, откапываемой грейфером	1,4	16,4	30
14.	2-х этажный	ленточный	III	17,90	20	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 35 м, откапываемой грейфером	1,1	6,7	30
15.	2-х этажный	ленточный	II	8,00	25,5	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 35 м, откапываемой грейфером	3,2	14,5	30
16.	2-х этажный	ленточный	II	17,00	25,5	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 35 м, откапываемой грейфером	0,9	3,6	30
17.	церковь	ленточный	II	9,00	25,5	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 35 м, откапываемой грейфером	2,5	6,1	30
18.	3-х этажный	ленточный	II	12,00	25,5	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 35 м, откапываемой грейфером	2,6		30
19.	3-х этажный	ленточный	II	5,40	25,5	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 35 м, откапываемой грейфером	3,2		30
20.	1-но этажный	ленточный	II	26,00	34,8	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 45 м, откапываемой грейфером	1,1	9,7	30

21.	17-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 30 лет	ленточный	III	47,00	18,5	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 25 м, откапываемой грейфером	0,1	3	20
22.	17-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 30 лет	ленточный	II	51,00	18,5	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 25 м, откапываемой грейфером	0,3	2	30
23.	2-х этажный. Возраст – около 7 лет	ленточный	II	80,00	18,5	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 25 м, откапываемой грейфером	0,2	6	30
24.	1-но этажный	ленточный	II	52,00	18,5	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 25 м, откапываемой грейфером	0,4	2	30
25.	2-х этажный.	ленточный	II	4,00	15,3	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 25 м, откапываемой грейфером	4,2	41	30
26.	2-х этажный. Возраст – около 15 лет	ленточный	II	47,00	24,7	переслаивание песчаных и глинистых грунтов		0,4	1,8	30
27.	2-х этажный. Возраст – около 60 лет	ленточный	II	21,00	24,7	переслаивание песчаных и глинистых грунтов		0,8	7,3	30
28.	1-но этажный. Возраст – около 60 лет	ленточный	II	20,00	23	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 34 м, откапываемой грейфером	0,5	12	30

29.	1-но этажный. Возраст – около 30 лет	ленточный	II	20,00	23	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 34 м, откапываемой грейфером	0,1	7,1	30
30.		ленточный	II	42,00	23	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 34 м, откапываемой грейфером	0,1	2,9	30
31.		ленточный	II	16,00	23	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 34 м, откапываемой грейфером	1,1	9,7	30
32.	1-но этажный. Возраст – около 30 лет	ленточный	II	18,00	19	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 33,5 м, откапываемой грейфером	0,5	10	20
33.	2-х этажный. Возраст – около 90 лет	ленточный	II	22,00	19	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 33,5 м, откапываемой грейфером	0,4	13,8	30
34.	2-х этажный. Возраст – около 20 лет	ленточный	II	24,00	19	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 33,5 м, откапываемой грейфером	0,3	12,2	30
35.	9-ти этажный	ленточный	II	35,00	16	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 23,5 м, откапываемой грейфером	0,5	0,2	30
36.	3-х этажный	ленточный	II	60,00	16	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 23,5 м, откапываемой грейфером	0,2	0,9	30

37.	9-ти этажный	ленточный	II	15,00	16	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 23,5 м, откапываемой грейфером	2	1,9	30
38.	9-ти этажный	ленточный	II	17,00	16	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 36,5 м, откапываемой грейфером	1,3	1,8	30
39.	1-но этажный	ленточный	II	3,00	25	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 36,5 м, откапываемой грейфером	6,1		20
40.	5-ти этажный	ленточный	II	5,00	25	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 36,5 м, откапываемой грейфером	4,2		30
41.	1-но этажный	ленточный	II	35,00	25	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 36,5 м, откапываемой грейфером	0,5		30
42.	5-ти этажный	ленточный	II	50,00	25	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 36,5 м, откапываемой грейфером	0,1		10
43.	5-ти этажный	ленточный	II	12,00	25	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 36,5 м, откапываемой грейфером	1,2		30
44.	18-22-х этажный	ленточный	II	43,00	25	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 36,5 м, откапываемой грейфером	0,5		20

45.	2-х этажный	плитный	II	37,00	25	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 36,5 м, откапываемой грейфером	0,3			30
46.	2-х этажный	ленточный	III	16,00	25	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 36,5 м, откапываемой грейфером	0,9			10
47.	1-но этажный	ленточный	II	3,00	25	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 36,5 м, откапываемой грейфером	9,4			30
48.	10-ти этажный	свайный	II	5,00	25	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 36,5 м, откапываемой грейфером	7,8			20
49.	5-ти этажный	ленточный	II	7,00	25	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 36,5 м, откапываемой грейфером	4,1			20
50.	1-но этажный	ленточный	II	7,00	25	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 36,5 м, откапываемой грейфером	3,8			30
51.	1 этажный	ленточный	II	1,00	19	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 25,5 м, откапываемой грейфером	12,3			30
52.	1 этажный	ленточный	II	5,00	19	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 25,5 м, откапываемой грейфером	5,4			30

53.	1 этажный	ленточный	II	3,00	19	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 25,5 м, откапываемой грейфером	7,4		30
54.	5-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 55 лет	ленточный	II	8,50	19	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 25,5 м, откапываемой грейфером	3,1		30
55.	9-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 55 лет	ленточный	II	12,00	23	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 32 м, откапываемой грейфером	2,4		10
56.	ЦТП	ленточный	II	5,40	23	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 32 м, откапываемой грейфером	9,6		30
57.	5-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 55 лет	ленточный	II	46,00	23	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 32 м, откапываемой грейфером	0,1		30
58.	ТП	ленточный	II	1,20	23	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 32 м, откапываемой грейфером	14,3		30
59.	9-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 55 лет	ленточный	II	23,00	23	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 32 м, откапываемой грейфером	0,4		30
60.	5-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 56 лет	ленточный	II	37,00	17,3	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 22,5 м, откапываемой грейфером	0,2		30

61.	5-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 55 лет	ленточный	II	6,20	17,3	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 22,5 м, откапываемой грейфером	8,2			30
62.	5-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 55 лет	ленточный	II	13,20	17,3	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 22,5 м, откапываемой грейфером	2			30
63.	9-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 56 лет	ленточный	II	41,00	17,3	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	траншейного типа глубиной 22,5 м, откапываемой грейфером	0,4			30
64.	9-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 57 лет	ленточный	II	11,00	17,3	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 22,5 м, откапываемой грейфером	1,9			30
65.	9-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 55 лет	ленточный	II	6,90	26,4	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 34,3 м, откапываемой грейфером	6,8			30
66.	9-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 55 лет	ленточный	II	19,00	26,4	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 34,3 м, откапываемой грейфером	0,3			10
67.	9-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 55 лет	ленточный	II	66,00	26,4	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 34,3 м, откапываемой грейфером	0,1			30
68.	9-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 56 лет	ленточный	II	8,90	26,4	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 34,3 м, откапываемой грейфером	2,1			30

69.	3 этажный	ленточный	II	4,10	12,7	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 18 м, откапываемой грейфером	5,9		30
70.	2 этажный	ленточный	II	5,70	12,7	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 18 м, откапываемой грейфером	5,4		30
71.	9-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 55 лет	ленточный	II	11,00	12,7	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 18 м, откапываемой грейфером	2,2		30
72.	9-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 56 лет	ленточный	II	28,00	12,7	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 18 м, откапываемой грейфером	0,4		10
73.	9-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 55 лет	ленточный	II	15,60	15,1	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 19,5 м, откапываемой грейфером	0,6		10
74.	5-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 57 лет	ленточный	II	17,00	15,1	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 19,5 м, откапываемой грейфером	0,2		30
75.	1 этажный	ленточный	II	2,50	15,1	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 19,5 м, откапываемой грейфером	7,8		30
76.	9-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 57 лет	ленточный	II	6,20	15,1	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 19,5 м, откапываемой грейфером	3,6		30

77.	9-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 55 лет	ленточный	II	15,00	15,1	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 19,5 м, откапываемой грейфером	1,1			30
78.	9-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 56 лет	ленточный	II	11,00	15,1	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 19,5 м, откапываемой грейфером	1,4			30
79.	9-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 55 лет	ленточный	II	26,00	17	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 23,35 м, откапываемой грейфером	0,4			30
80.	5-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 57 лет	ленточный	II	14,00	17	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 23,35 м, откапываемой грейфером	0,6			30
81.	9-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 55 лет	ленточный	II	31,00	17	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 23,35 м, откапываемой грейфером	0,4			30
82.	9-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 55 лет	ленточный	II	14,00	17	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 23,35 м, откапываемой грейфером	1			30
83.	9-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 55 лет	ленточный	II	65,00	21,3	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 27,7 м, откапываемой грейфером	0,1			30
84.	5-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 57 лет	ленточный	II	51,00	21,3	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 27,7 м, откапываемой грейфером	0,1			30

85.	9-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 55 лет	ленточный	II	15,00	21,3	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 27,7 м, откапываемой грейфером	0,4			30
86.	5-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 58 лет	ленточный	II	45,00	21,3	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 27,7 м, откапываемой грейфером	0,2			30
87.	5-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 55 лет	ленточный	II	21,00	13,9	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 18,2 м, откапываемой грейфером	0,7			30
88.	5-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 54 лет	ленточный	II	45,00	13,9	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 18,2 м, откапываемой грейфером	0,2			30
89.	5-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 59 лет	ленточный	II	32,00	13,9	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 18,2 м, откапываемой грейфером	0,4			30
90.	5-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 62 лет	ленточный	II	54,00	13,9	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 18,2 м, откапываемой грейфером	0,1			10
91.	17-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 30 лет	ленточный	II	51,00	13,9	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 18,2 м, откапываемой грейфером	0,1			10
92.	12-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 30 лет	ленточный	II	32,00	19,2	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 25 м, откапываемой грейфером	0,2			10

93.	12-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 30 лет	ленточный	II	21,00	19,2	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 25 м, откапываемой грейфером	0,1		30
94.	14-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 30 лет	ленточный	II	17,00	19,2	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 25 м, откапываемой грейфером	0,4		30
95.	17-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 30 лет	ленточный	II	33,00	19,2	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 25 м, откапываемой грейфером	0,2		30
96.	12-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 30 лет	ленточный	II	6,40	19,2	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 25 м, откапываемой грейфером	8,8		30
97.	12-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 30 лет	свайный	II	14,20	19,2	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 25 м, откапываемой грейфером	0,6		30
98.	17-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 30 лет	ленточный	II	24,00	19,2	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 25 м, откапываемой грейфером	0,1		30
99.	17-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 30 лет	ленточный	II	14,00	21,5	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 27,95 м, откапываемой грейфером	0,3		30
100.	17-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 30 лет	ленточный	II	19,00	21,5	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 27,95 м, откапываемой грейфером	0,2		30

101.	14-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 30 лет	ленточный	II	24,00	21,5	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 27,95 м, откапываемой грейфером	0,7			30
102.	14-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 30 лет	ленточный	II	32,00	21,5	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 27,95 м, откапываемой грейфером	0,5			30
103.	17-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 30 лет	ленточный	II	8,40	21,5	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 27,95 м, откапываемой грейфером	1,1			30
104.	17-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 30 лет	ленточный	II	6,20	21,5	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 27,95 м, откапываемой грейфером	4,3			30
105.	1-этажный	ленточный	II	3,10	33	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 45 м, откапываемой грейфером	11,7			30
106.	17-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 30 лет	ленточный	II	7,60	33	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 45 м, откапываемой грейфером	3,8			30
107.	17-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 30 лет	ленточный	II	28,00	33	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 45 м, откапываемой грейфером	0,5			30
108.	12-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 30 лет	ленточный	II	37,00	33	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 45 м, откапываемой грейфером	0,2			30

109.	ТП	ленточный	II	1,20	33	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 45 м, откапываемой грейфером	10,8			30
110.	17-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 30 лет	ленточный	II	5,20	27,4	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 36,5 м, откапываемой грейфером	6,2			30
111.	14-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 30 лет	свайный	II	18,00	27,4	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 36,5 м, откапываемой грейфером	0,9			30
112.	17-ти этажный, с подвалом. Возраст – около 30 лет	свайный	II	29,00	27,4	переслаивание песчаных и глинистых грунтов	глубиной 36,5 м, откапываемой грейфером	0,2			30
113.	4-х этажное, с подвалом. Возраст – более 100 лет	ленточный	III	1	17,6		глубиной 25 м, откапываемой грейфером	6,2			30
114.	2-х этажное с подвалом под частью габарита. Возраст – более 100 лет.	ленточный	II	3,5	17,6		глубиной 25 м, откапываемой грейфером	2,8			20
115.	14-ти этажное с подвалом. Возраст – около 35 лет.	плиточный	II	9	17,6		глубиной 25 м, откапываемой грейфером	0,6			30
116.	Малоэтажная историческая застройка	ленточный	III	3,00	12,6		шириной 0,6 м, высотой 27 м	5			5

117.	Малоэтажная историческая застройка	ленточный	III	0,5	12,6		шириной 0,6 м, высотой 27 м	14,3		5
118.	4-х этажный, кирпичный, построен с 1910 по 1940 г. (несколько объёмов), надстроен в начале 1930-х	ленточные	II	3,00	12		«глубиной 18 м	1		30
119.	ул2-х этажное, кирпичное, конец XIX в.	ленточные	III	9,50	12		глубиной 18 м	1,3		4
120.	2-х этажное, кирпичное, 1890 г.	ленточные	II	17,50	12		«глубиной 18 м	0,3		10
121.	12-ти этажное, построено в 1998 г.	монолитная	I	35,00	12		глубиной 18 м	1		40
122.	30-ти этажное, построено 1999/2000 г.	монолитная	I	20,00	12		глубиной 18 м	0,9		40
123.	13-ти этажное, построено 1999/2000 г.	монолитная	I	25,00	12		глубиной 18 м	1,1		40
124.	5-ти этажный, кирпичный, постройки 1960-х	ленточные	II	3,00	12			0,7		30

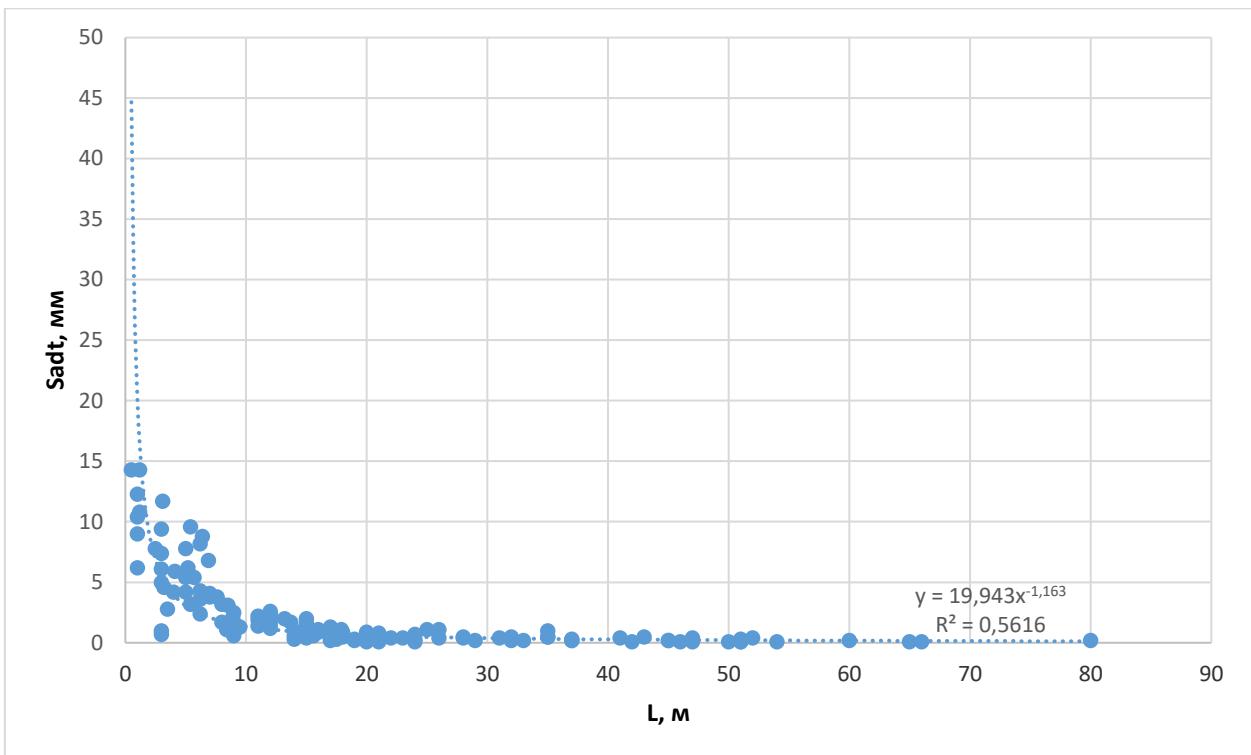


Рис. 3.4. График зависимостей технологических осадок от расстояния между точкой измерения и «стеной в грунте»

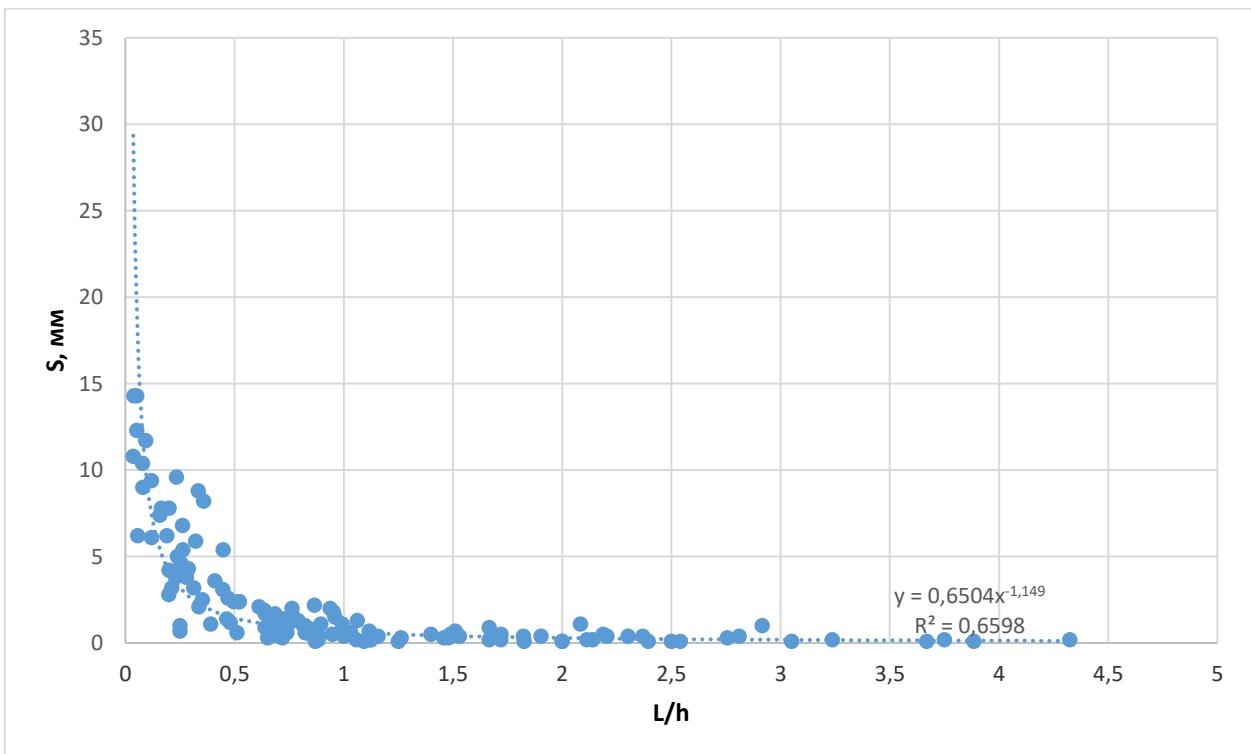


Рис. 3.5. График зависимостей технологических осадок от соотношения расстояния точки измерения до «стены в грунте» к глубине котлована

Эмпирическая зависимость осадок зданий окружающей застройки  $S_{adt}$  от соотношения  $L/h$ , где  $L$  – расстояние от края фундамента до края «стены в грунте»,  $h$  – глубина котлована, имеет вид:

$$S_{adt} = 0.65 \left( \frac{L}{h} \right)^{-1.15}. \quad (3.9)$$

В среднем, вне зависимости от типа грунта, технологическая осадка существующих зданий при устройстве «стены в грунте» траншейного типа составляет 32% от расчётной, что превышает рекомендации норм [СП 248.1325800.2016].

Аналогично, на рис. 3.6, 3.7 приводятся степенные аппроксимации функций  $S_{adt}=F(L)$  и  $S_{adt}=F(L/h)$  результатов натурных наблюдений за технологическими осадками зданий при устройстве ограждения котлована из металлических труб.

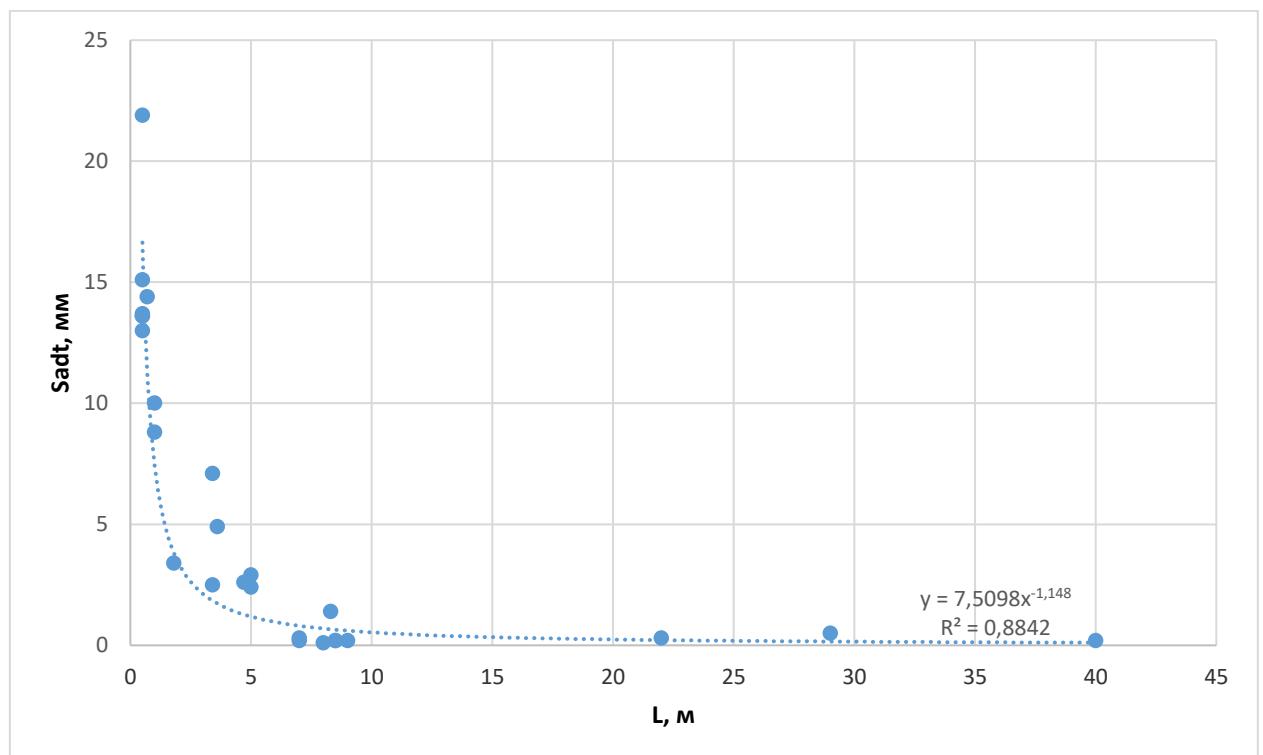


Рис. 3.6. График зависимостей технологических осадок от расстояния между точкой измерения и ограждением котлована из металлических труб

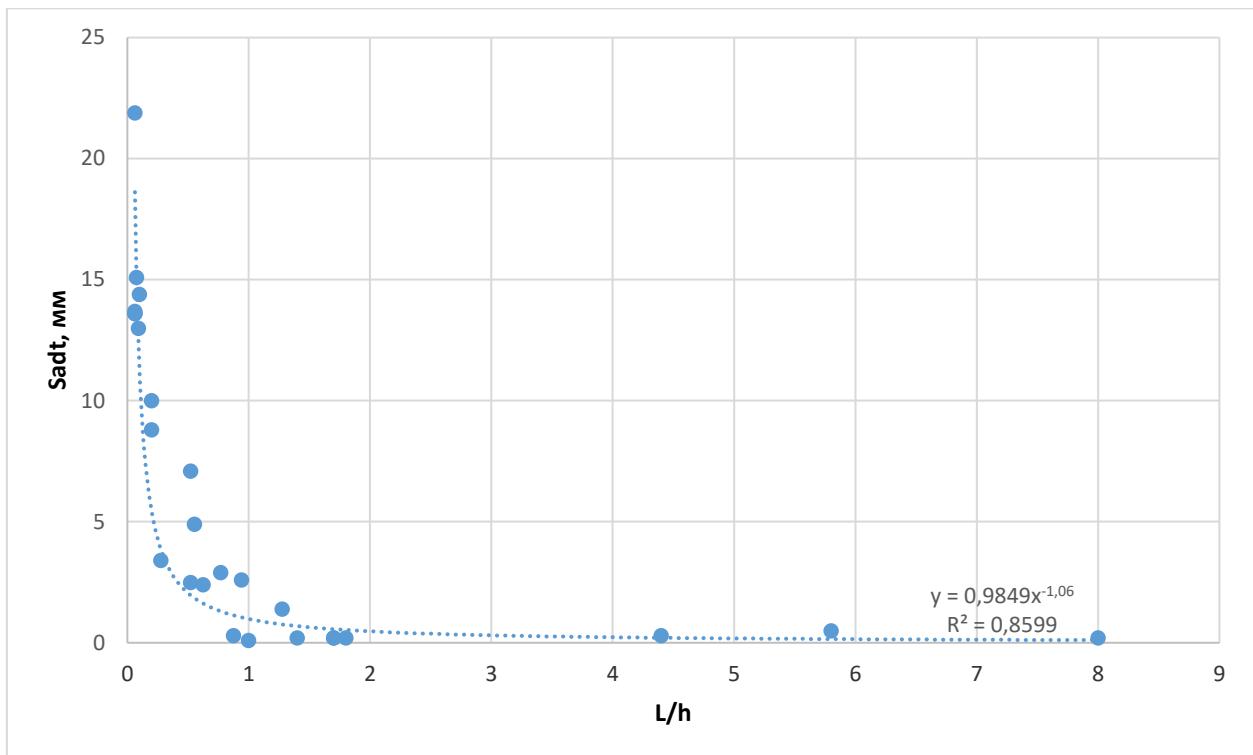


Рис. 3.7. График зависимостей технологических осадок от соотношения расстояния точки измерения до ограждения котлована из металлических труб к глубине котлована

Эмпирическая зависимость осадок зданий окружающей застройки  $S_{adt}$  от расстояния между краем фундамента и ограждением котлована из металлических труб  $L$  имеет вид:

$$S_{adt} = 7.5L^{-1.15}. \quad (3.10)$$

Эмпирическая зависимость осадок зданий окружающей застройки от соотношения  $L/h$  имеет вид:

$$S_{adt} = 0.985 L/h^{-1.06}. \quad (3.11)$$

Для оценки достоверности проведённых аппроксимаций был использован коэффициент детерминации  $R^2$ , показывающий, что максимальная ошибка аппроксимации соответствует выражению (3.9) и не превышает 26%.

Для проверки полученных эмпирических зависимостей было проведено сопоставление расчётных значений осадок с экспериментальными.

В качестве тестовых материалов для уравнения (3.9), использовались результаты наблюдений за осадками здания, расположенного в зоне влияния

строительства коммерческо-делового центра по Лесной ул. Сопоставление расчётной и замеренной величин технологических приводится в табл.3.5.

Таблица 3.5

**Сопоставление расчётных технологических осадок по эмпирической зависимости (3.9) с данными натурных наблюдений**

№ п.п.	Адрес	Осадка, мм		Сходимость, %
		Расчётная, по (3.9)	Замеренная	
1	Лесная, д. 6	0,27	0,35	80
2	Лесная, д. 8а	0,18	0,2	90
3	Лесная, д. 8/12	0,18	0,2	90

Проверочные данные для уравнения (3.11) приводятся по 2-м зданиям в табл. 3.6.

Таблица 3.6

**Сопоставление расчётных технологических осадок по эмпирической зависимости (3.9) с данными натурных наблюдений**

№ п.п.	Адрес	Осадка, мм		Сходимость, %
		Расчётная, по (2.6)	Замеренная	
1	Волоколамский пер., вл. 10, стр. 3	0,415	0,5	83
2	Бутиковский пер., д. 14, стр. 9	2,48	2,5	99

Необходимо отметить, что эмпирические зависимости (3.8... 3.11) являются результатом аппроксимации графических функций, приведённых 3.4... 3.7.

### **3.2 Математическое моделирование и модельные исследования технологических деформаций при открытом способе ведения работ**

Как отмечал еще в 1945 году К. Терцаги: «В инженерном деле для таких работ, как глубокие фундаменты и тоннели ... многие переменные... остаются неизвестными. Поэтому результаты вычислений – это не более, чем рабочие гипотезы, подлежащие подтверждению или корректировке в ходе строительства». За прошедшие годы произошли большие изменения в теории механики грунтов, методов математического моделирования и вычислительной технике, однако и сейчас результаты самого сложного трёхмерного математического моделирования нередко являются лишь более-менее приблизительным прогнозом, далеко не всегда соответствующим реальности.

#### **Сопоставление результатов прогноза влияния геотехнического строительства на сложившуюся застройку**

Основными проблемами при прогнозировании влияния подземного строительства в рамках на существующую застройку являются:

1. Расхождение результатов прогноза с фактическими данными мониторинга. Сопоставление расчётных (полученных методом математического моделирования) и опубликованных в литературных источниках величин осадок оснований фундаментов зданий, расположенных в зоне влияния строительства котлованах глубиной до 9... 12 м, приведено в табл. 3.17

Как видно из табл. 3.7, в среднем, сходимость результатов расчётов с натурными данными по литературным источникам не превышает 60%, что не соответствует требованиям о 95% «удовлетворительной» сходимости. Кроме несовершенства расчётных схем, в первую очередь это может быть объяснено использованием в расчётах универсальной упругопластической модели Кулона-Мора. К подобному же выводу приходит автор [204], отмечающий, что модель Кулона-Мора предусматривает одинаковое поведение грунта во

время фаз первичного нагружения и разгрузки, тогда как в реальности модули нагружения и разгрузки у грунтов различаются в 5... 10 раз, что, в частности,

Табл. 3.7.

**Сопоставление расчётных и фактических осадок оснований  
фундаментов зданий, расположенных в зоне влияния строительства  
котлованов**

№ п.п.	Способ крепления котлована или производства работ	Расхождение расчётных данных с натурными, %	Источник
1	Крепление ограждений котлованов анкерами и железобетонными перекрытиями	20	[69]
2	Крепление ограждений котлованов распорками из металлических труб	30	[69]
3	Крепление ограждений котлованов распорками из металлических труб	7 - 34	[121]
4	Шахтный ствол. Крепление металлическими кольцами с деревянной забиркой	30	Данные диссертанта
5	Стена в грунте с крепление металлическими распорками	57	Данные диссертанта
6	Полузакрытый способ	75 – 87	Данные диссертанта
7	Стена в грунте с крепление металлическими распорками	41	Данные диссертанта
8	Усиление оснований и фундаментов зданий	До 65	Данные диссертанта
9	«Стена в грунте» и ограждение из металлических труб	До 100	[270]

приводит к эффекту чрезмерного расчётного поднятия дна котлована, не наблюдающегося в реальности. Основным достоинством данной модели для её применения на территории РФ является использование физико-механических свойств грунтов, определяемых по испытаниям ГОСТ 5180-84; ГОСТ 12248-2010; ГОСТ 30416-96; СП 47.13330.2016 [39... 41, 164]. Применение в расчётах нелинейных моделей грунтов, рекомендуемое СП 22.13330.2011; СП 120.13330.2012; СП 248.1325800.2016; СМП

НОСТРОЙ3.27.3-2014 [159, 162, 166, 167] осложнено тем, что необходимость определения таких характеристик, как: секущий модуль общей деформации  $E_{50}^{ref}$ , разгрузочный модуль общей деформации  $E_{ur}^{ref}$ ; одометрический модуль общей деформации  $E_{oed}^{ref}$ ; модуль деформации при небольших значениях напряжения  $E_0^{ref}$ , разгрузочный коэффициент поперечной деформации  $v_{ur}$  и ряда других, необходимых для выполнения расчётов с использованием нелинейных моделей поведения грунта под нагрузкой, не установлена [ГОСТ 5180-84; ГОСТ 12248-2010; ГОСТ 30416-96].

2. Отсутствие нормативной методики прогноза технологических деформаций для горно -геологических условий г. Москвы, как основного метода управления качеством производства геотехнических работ, влияющих на безопасность окружающей застройки. Например, для открытого способа работ в СП 248.1325800.2016 предлагается технологические деформации принимать в размере 5 – 25% от расчётного значения в зависимости от типа грунтовых условий и ограждающей конструкции котлована. Однако, как было показано в Главе III, эти требования входят в противоречие с результатами экспериментальных исследований.

## **Основные факторы, влияющие на сходимость расчётных и фактических значений деформаций существующих зданий**

Подземное строительство – одна из первых отраслей научных исследований, где стало применяться численное моделирование совместной работы сооружения с вмещающим массивом. И всегда перед проектировщиками и строителями стоял вопрос сходимости результатов расчётов с последующими данными натурных измерений. Изучению этой проблемы в нашей стране посвящены работы В.А. Бабелло, Н.С. Булычёва, А.Н. Гаврилова, Е.М. Грязновой, П.В. Деева, В.С. Елгаева, Ю.К. Зарецкого, М.Г. Зерцалова, В.В. Знаменского, В.А. Ильичёва, С.А. Казаченко, Б.Ф. Кисина, И.В. Колыбина, П.А. Коновалова, Е.В. Ламониной, М.О. Лебедева, Р.А. Мангушева, В.Е. Меркина, А.Б. Мещанского, М.Г. Мнушкина, Н.С. Никифоровой, В.П. Петрухина, В.С. Поспехова, В.В. Речицкого, В.В. Семенова, В.В. Семенюка-Ситникова, К.В. Сливца, З.Г. и А.З Тер-Мартиросянов, В.В. Толстикова, М.М. Тупикова, В.М. Улицкого, Д.В. Устинова, А.Б. Фадеева, Н.Н. Фотиевой, М.Л. Холмянского, И.Н. Хохлова, Д.Ю. Чунюка, А.Г. и К.Г. Шашкиных, О.Н. Шестаковой, О.А. Шулятьева, С.А. Юфина и многих других [9, 20, 30, 51, 54, 62, 66, 71, 82, 113, 140, 149, 156, 158, 179, 181, 184, 186... 188, 193, 210, 216, 262]

Необходимо отметить, что не смотря на то, что сложившаяся практика проектирования подземных сооружений, а также требования нормативных документов СП 22.13330.2011; СП 120.13330.2016; СП 248.1325800.2016 сводятся к практическому исключению из геотехнических расчётов системы «подземное сооружение – окружающий грунтовый массив» аналитических методов механики грунтов и повсеместному использованию численных методов, аналитические методы расчёта также не отличаются высокой сходимостью с экспериментом. В [184] приводится сопоставление результатов аналитических расчетов с данными натурных наблюдений за осадками: по СНиП 2.02.01-83, по СП 50-101-2004 и по методу Егорова, показывающее, что для метода послойного суммирования расхождение расчётных и наблюдавших

значений составляет 30%. «Осадки по другим методам в разы отличаются от наблюдений» [184]. В качестве основной причины такой ситуации указывается на недостаточность данных горно-геологических изысканий, при которых только часть физико-механических характеристик грунтов определяется экспериментально, а вторая часть – принимается по справочным данным.

Эти данные подтверждаются результатами исследований [179], показавших влияние принятой в расчёт величины коэффициента Пуассона на зависимость осадки одиночного фундамента  $s$  от приложенной нагрузки.

Необходимо учесть и то, что механические характеристики грунтов в основном определяются по результатам лабораторных испытаний. Однако при этом не учитывается масштабный эффект, под которым «понимают наблюдающееся в природе изменение механических свойств реальных материалов в зависимости от исследуемого объема» [187]. В качестве иллюстрации можно привести данные о различии величин удельного сцепления слабых водонасыщенных глинистых грунтов при проведении лабораторных и полевых испытаний в 1,28 раза и модуля деформации по результатам прессиометрических и штамповых испытаний – от 1,44 до 2,5 раза [3].

Исторически сложилось так, что в нашей стране для решения геотехнических задач численными методами в основном используется метод конечных элементов. На его математическом аппарате базируется ряд, используемых отечественными геотехниками, зарубежных программных комплексов коммерческого назначения: PLAXIS, MIDAS, Z\_Soil и некоторых других, в основном реализующих «типовые» математические модели грунта с некоторыми вариациями (рис. 3.8):

- Модель Кулона-Мора;
- Шатровые модели «Cam Clay»;

- Различные вариации «упрочняющейся» модели «Hardening Soil Model» (в некоторых программных комплексах называется «Modified Colon Mohr»);
- модели скальных грунтов.

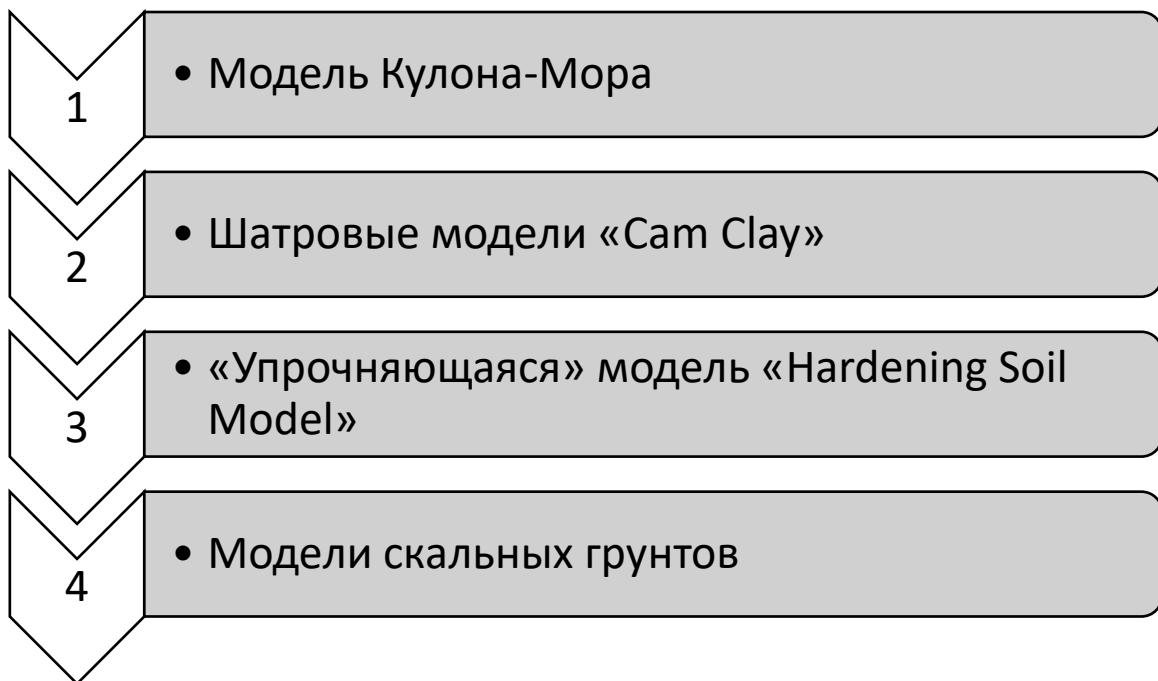


Рис. 3.8. Систематизация «типовых» математических моделей поведения грунта под нагрузкой, используемых в коммерческих программных комплексах

Одним из немногих исключений из этого ряда является разработанный в Санкт-Петербурге программный комплекс «FEM models», использующий упрочняющуюся вязко-упруго-пластическую модель грунта [204].

Таким образом, основные причины неудовлетворительной сходимости геотехнических расчётов с натурными данными могут быть сведены к схеме, приведённой на рис. 3.9. Выше была рассмотрена первая причина и в следующих разделах будут рассмотрены причины 2... 4.

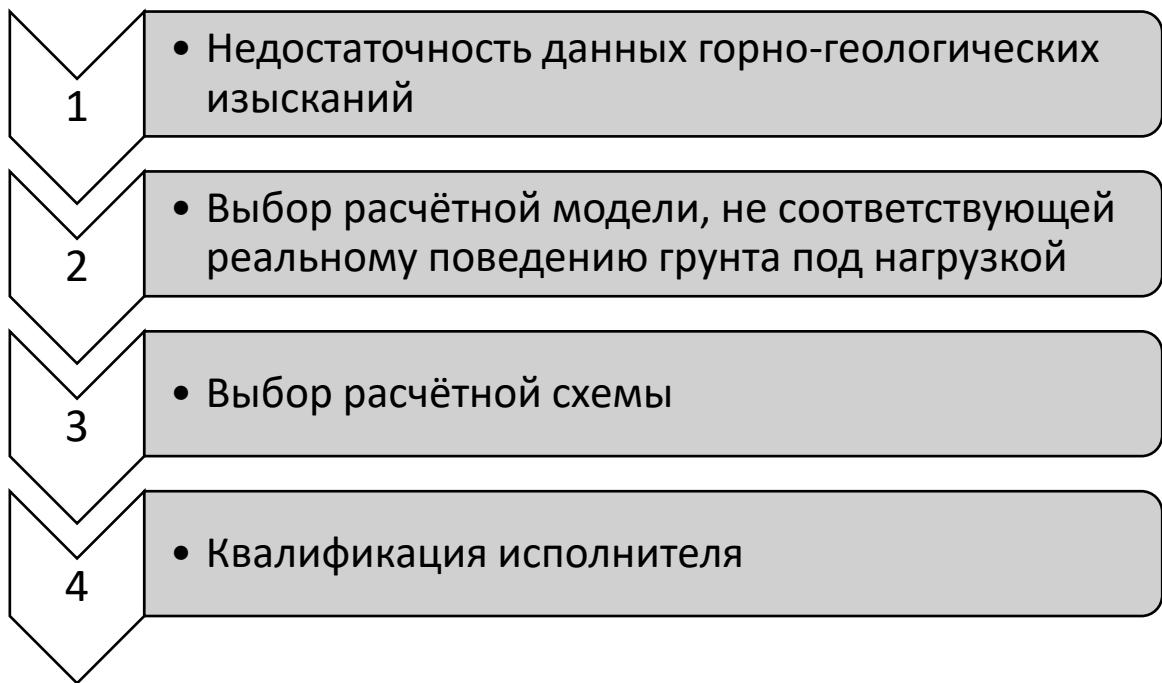


Рис. 3.9. Систематизация основных причин неудовлетворительной сходимости результатов расчётов с данными экспериментальных исследований при использовании коммерческих программных комплексов

### **Выбор расчётной модели грунта**

При выполнении расчётов совместной работы подземного сооружения с вмещающим грунтовым массивом в горно-геологических условиях г. Москвы в основном используются модель Кулона-Мора и «Hardening Soil Model». Ниже рассмотрим более подробно принципы построения этих моделей, а также их основные недостатки и как выбранная модель грунта влияет на конечный результат расчёта.

#### **Модель Кулона – Мора**

Наиболее часто используемой для геотехнических расчётов является «идеально упругопластическая модель с предельной поверхностью, описываемой критерием Кулона – Мора». Причина этой «популярности» заключается в том, что все необходимые параметры грунтов определяются при горно-геологических изысканиях, проводимых согласно требованиям нормативно-технических документов РФ. Таким образом:

- а) нет необходимости в проведении дополнительных дорогостоящих изысканий для определения недостающих механических свойств грунтов;
- б) при назначении недостающих характеристик по «справочным данным» не требуется обосновывать их величины и нести ответственность за несовпадение результатов расчёта с фактическими значениями.

Модель Кулона-Мора описывается с помощью 12-ти уравнений: 6 функций текучести и 6 функций пластического потенциала (рис. 3.10) [283]:

$$\begin{aligned}
 f_{1a} &= \frac{1}{2}(\sigma_2 - \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_2 + \sigma_3)\sin\varphi - c \cdot \cos\varphi \leq 0, \\
 f_{1b} &= \frac{1}{2}(\sigma_3 - \sigma_2) + \frac{1}{2}(\sigma_3 + \sigma_2)\sin\varphi - c \cdot \cos\varphi \leq 0, \\
 f_{2a} &= \frac{1}{2}(\sigma_3 - \sigma_1) + \frac{1}{2}(\sigma_3 + \sigma_1)\sin\varphi - c \cdot \cos\varphi \leq 0, \\
 f_{2b} &= \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)\sin\varphi - c \cdot \cos\varphi \leq 0, \\
 f_{3a} &= \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2)\sin\varphi - c \cdot \cos\varphi \leq 0, \\
 f_{3b} &= \frac{1}{2}(\sigma_2 - \sigma_1) + \frac{1}{2}(\sigma_2 + \sigma_1)\sin\varphi - c \cdot \cos\varphi \leq 0, \\
 g_{1a} &= \frac{1}{2}(\sigma_2 - \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_2 + \sigma_3)\sin\psi, \\
 g_{1b} &= \frac{1}{2}(\sigma_3 - \sigma_2) + \frac{1}{2}(\sigma_3 + \sigma_2)\sin\psi, \\
 g_{2a} &= \frac{1}{2}(\sigma_3 - \sigma_1) + \frac{1}{2}(\sigma_3 + \sigma_1)\sin\psi, \\
 g_{2b} &= \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)\sin\psi, \\
 g_{3a} &= \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2)\sin\psi, \\
 g_{3b} &= \frac{1}{2}(\sigma_2 - \sigma_1) + \frac{1}{2}(\sigma_2 + \sigma_1)\sin\psi,
 \end{aligned} \tag{3.12}$$

где  $f$  – функция текучести,  $g$  – функция пластического потенциала,  $\sigma_1, \dots, \sigma_3$  – главные напряжения,  $\varphi$  – угол внутреннего трения,  $c$  – сцепление,  $\psi$  – угол дилатансии (необходим для моделирования приращений объёмной пластической деформации, стандартными горно-геологическими изысканиями не определяется, обычно задаётся по рекомендациям разработчика программного комплекса или справочным данным).

Соответственно, при решении статических задач, кроме уже указанных величин  $\varphi$  и  $c$ , в качестве исходных параметров модели задаются: модуль Юнга  $E$  и коэффициент Пуассона  $v$ .

Основные недостатки этой модели были подробно рассмотрены в [203]. В первую очередь они заключаются в следующем:

1. При описании пластических сдвиговых деформаций не учитывается нелинейность при объёмном сжатии. Эта проблема частично может быть решена при задании в качестве исходных данных модуля сдвига  $G_{ref}$  вместо модуля Юнга  $E$ , однако этот приём может быть использован только для решения очень узкого круга задач.

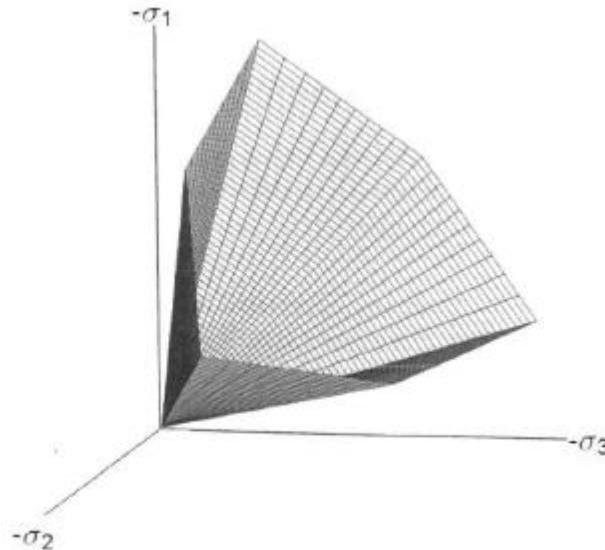


Рис. 3.10. Поверхность Кулона-Мора в пространстве главных напряжений [283]

2. Использование в модели модуля Юнга предполагает равенство модулей деформации грунта на фазах первичного нагружения и разгрузки, следствием чего, например, становится чрезмерное расчётное поднятие дна котлована после моделирования его откопки, при этом в зону выпора вовлекается окружающий котлован грунтовый массив. Для того, чтобы минимизировать этот эффект, в руководстве к программному комплексу PLAXIS при составлении расчётной схемы предлагается ограничивать максимальное расстояние от низа конструкции до границы расчётной схемы или использовать модуль разгрузки  $E_{ur}$  вместо модуля первичного нагружения  $E_0$ . Однако, минимизируя подъём дна котлована вследствие разгрузки необходимо отдавать себе отчёт в том, что данный эффект действительно имеет место при производстве реальных, а не виртуальных земляных работ. Так в [210] даётся ссылка на результаты измерения подъёма дна котлована с

естественными откосами, глубиной 10 м, размерами в плане  $36 \times 86$  м при его откопке [50]. Максимальный подъём был зафиксирован в центральной части котлована и составил 36,2 мм, у откосов – 21,8 мм, неравномерность подъёма составила 0,00065, т.е. осреднённая величина подъёма составила около 0,3% от глубины котлована. В [232] приводится анализ зарубежных исследований, согласно которым подъём дна котлована может достигать 0,5% от его глубины. Таким образом, в качестве предварительного критерия достоверности при верификации результатов математического моделирования можно принять величину подъёма 0,5% от глубины котлована (с запасом на разброс начальных условий).

В качестве сопоставления на рис. 3.11 приводится расчёт подъёма дна модельного котлована с габаритными размерами в плане  $40 \times 40$  м, глубиной 6, 9 и 12 м для грунтовых условий, приведённых в табл. 3.8. В расчёте моделировалась как поэтапная разработка грунта в котловане, так и разработка котлована одной заходкой на всю глубину. Из графиков, представленных на рис. 3.11. видно:

Табл. 3.8

**Принятые в численном эксперименте характеристики грунтов**

	Глина	Суглинок	Супесь	Песок
Модуль деформации грунта $E$ , кН/м <sup>2</sup>	10000	10000	10000	10000
Коэффициент Пуассона $\nu$	0,42	0,35	0,3	0,3
Удельный вес $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	19,5	19,5	19,5	19,5
Сцепление $c$ , кН/м <sup>2</sup>	33	18	11	2
Угол внутреннего трения $\varphi$ , °	11	18	22	23
Угол дилатансии $\psi$ , °	0	0	0	0

1. Наиболее близкое к экспериментальным данным [50, 232] расчётное значение подъёма дна котлована 0,25 – 0,5% от его глубины даёт «Hardening Soil Model» при учёте поэтапности разработки грунта. Основные

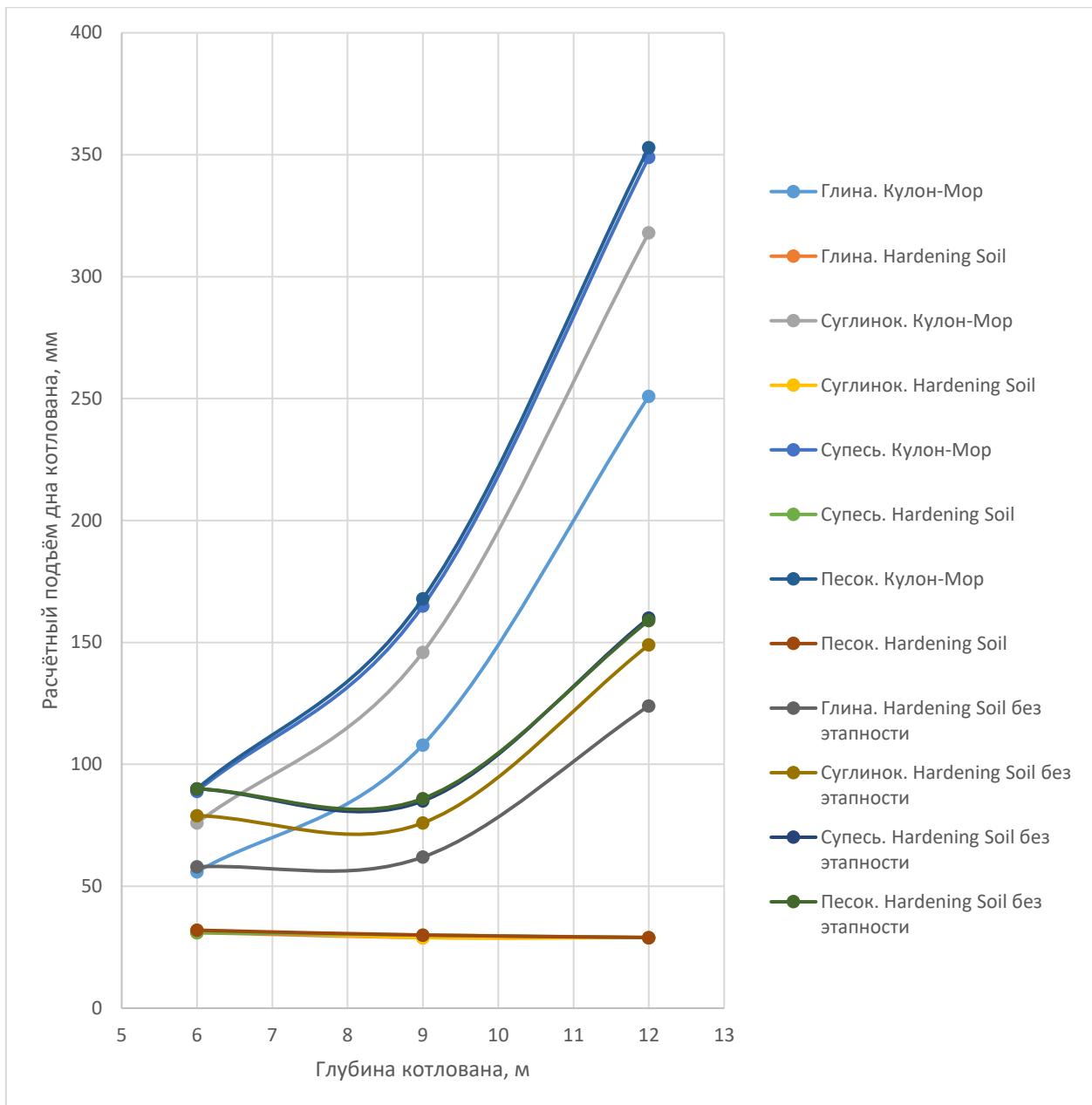


Рис. 3.11. Математическое моделирование подъёма дна котлована

параметры модели принимались по табл. 3.8, недостающие – назначались программным комплексом Z\_Soil по умолчанию. При этом, как видно из рис. 3.11, абсолютная величина расчётного подъёма дна котлована не зависит от его глубины. Учитывая, что при проведении расчётов использовалась общая расчётная схема, в которой варьировались глубина котлована, тип грунтовых условий и расчётная модель грунта, можно полагать, что при решении данной задачи первоочередное влияние на абсолютное значение подъёма дна

котлована оказал заложенный в программный комплекс алгоритм вычисления модулей деформации при разгрузке.

2. При применении упрочняющейся модели без учёта поэтапности разработки грунта в котловане, результаты близки к расчётам по упруго-пластической модели.

3. Расчёты по модели Кулона-Мора завышают абсолютное значение подъёма дна котлована по сравнению с экспериментальными данными [50, 232] ориентировочно в 3... 10 раз в зависимости от глубины котлована и типа грунта (рис. 3.12): для глин ориентировочно в 3... 7 раз, суглинков – в 4... 9 раз, супесей и песков – в 5... 10 раз.

Еще один аспект, касающийся всех без исключения расчётных моделей, заключается в том, что упругопластические модели, базирующиеся на законе Гука:

$$\Delta\varepsilon = \frac{\Delta\sigma}{E}, \quad (3.13)$$

требуют ввести в качестве одной из исходных характеристик модуль Юнга  $E$ , характеризующий только упругие деформации материала, в то время как в механике грунтов и, соответственно, в геотехнических расчётах, используется модуль деформации, характеризующий не только упругие, но и остаточные деформации грунта (рис. 3.13).

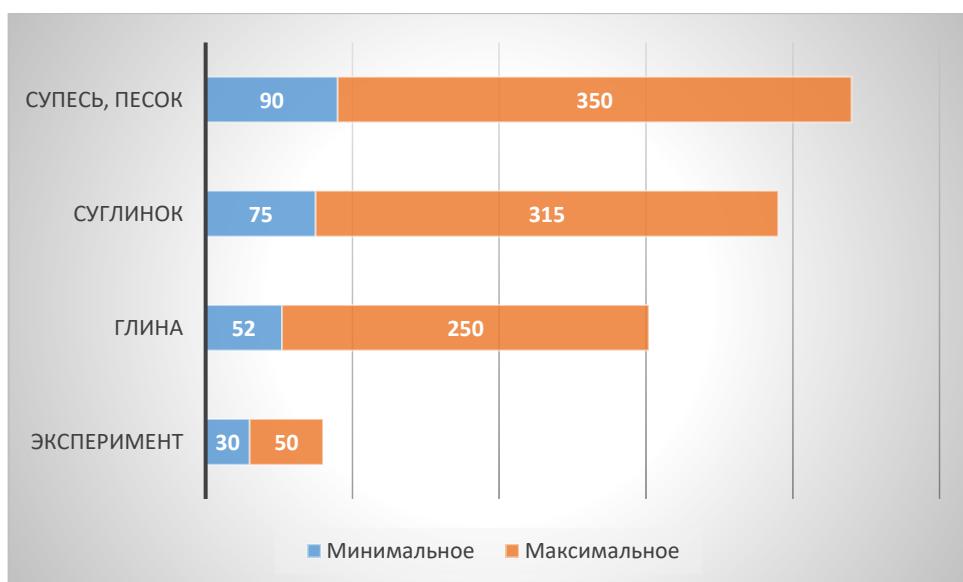


Рис. 3.12. Сопоставление результатов расчёта подъёма дна котлована по модели Кулона-Мора с экспериментальными данными [50, 232]

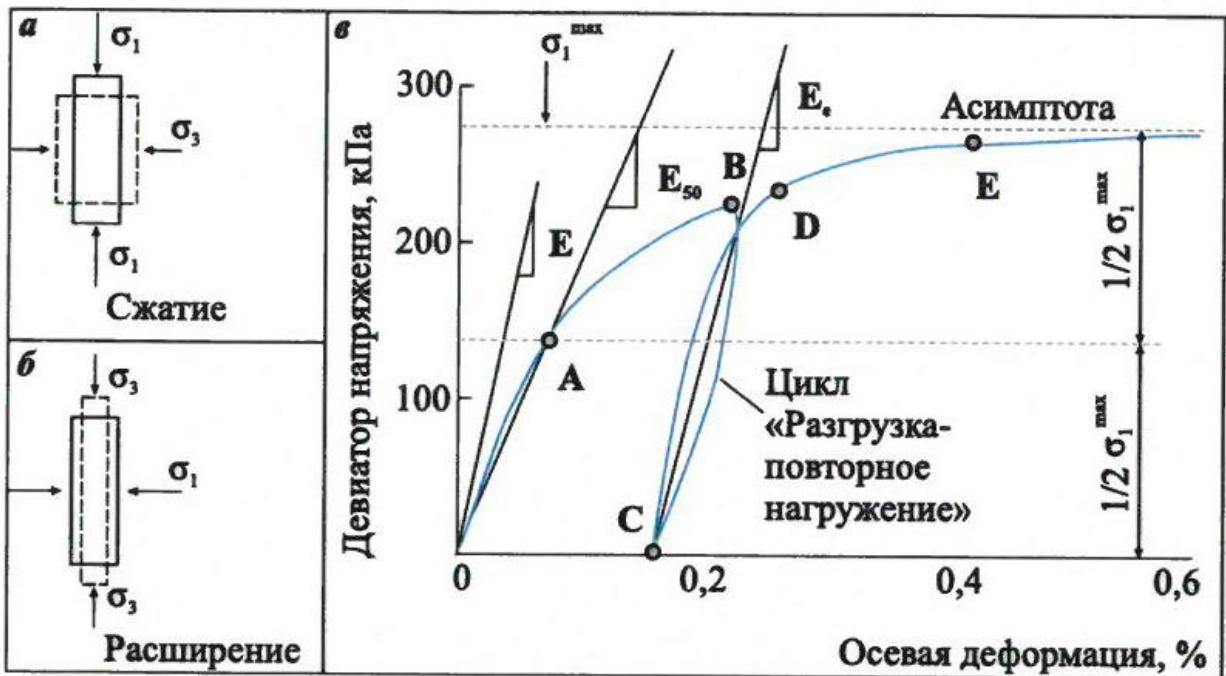


Рис. 3.13. Различие между модулями деформации грунта: *а* – траектория сжатия, *б* – траектория расширения, *в* – зависимость деформация - напряжение [17]

Причём, ни авторы руководства к программному комплексу Plaxis [283], регулярно называющие модуль Юнга жесткостью, что соответствует представлению именно о модуле упругости [17], ни специалисты, анализирующие работу программных комплексов [158, 202, 203] не делают различия между этими параметрами. А это в свою очередь, приводит к тому, что проектировщики в качестве одной и той же характеристики задают существенно различающиеся между собой по абсолютному значению модули, что также приводит к расхождению результатов расчётов. В дальнейшем, придерживаясь общепринятой практики математического моделирования геотехнических задач и учитывая, что модуль деформации более корректно отражает поведение грунтового массива под нагрузкой, чем модуль упругости, будем придерживаться в отношении *E* термина «модуль деформации» грунта.

### Упругопластическая модель с упрочнением грунта «HardeningSoilModel»

Данная модель является усовершенствованной версией упругопластической модели Кулона-Мора и учитывает зависимость модуля деформации от напряжённого состояния грунта. Таким образом, поверхность текучести не зафиксирована в пространстве главных напряжений, а может изменяться вследствие пластического деформирования. Для описания модели воспользуемся исследованиями [17, 158, 203, 288].

Для описания поведения грунта используется гиперболическая зависимость (рис. 3.14):

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{2E} \frac{q}{1-q/q_a}, \quad (3.14)$$

где  $\varepsilon_1$  – вертикальные деформации  $q$  – девиатор напряжений:

$$q = |\sigma_1 - \sigma_3|, \quad (3.15)$$

$q_a$  – асимптотическое значение сдвиговой прочности:

$$q_a = \frac{2(c \operatorname{ctg}\varphi - \sigma_3) \sin\varphi}{R(1 - \sin\varphi)}, \quad (3.16)$$

$R$  – понижающий коэффициент или «коэффициент разрушения», по умолчанию принимаемый равным 0,9.

девиаторное напряжение

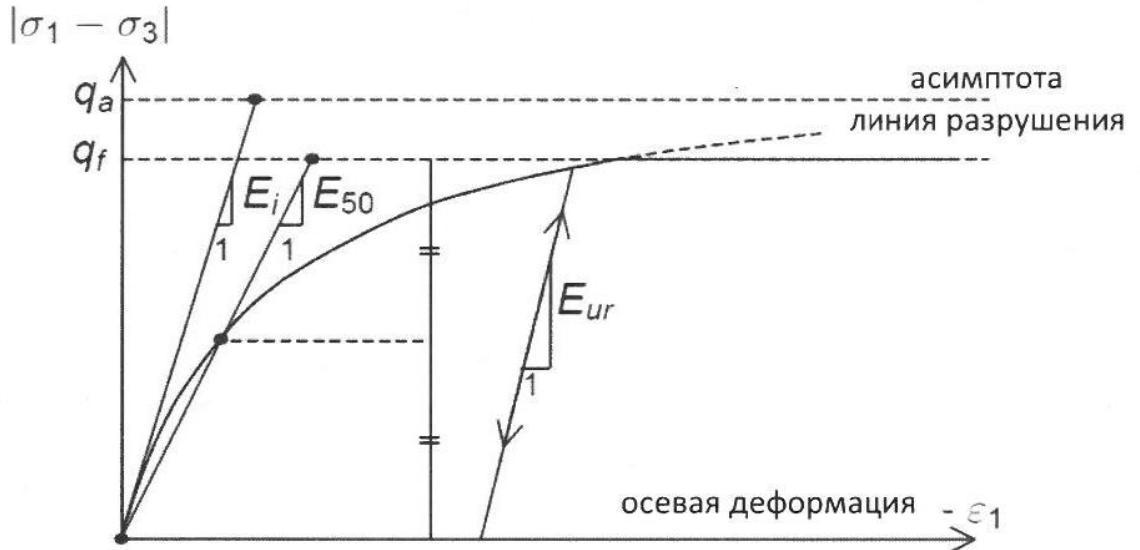


Рис. 3.14. Зависимость между вертикальными деформациями и девиатором напряжений для упругопластической модели с упрочнением грунта [283]

При первичном нагружении в качестве  $E$  используется,  $E_{50}$  – модуль деформации при первичном нагружении.

Для описания траектории напряжений при разгрузке и повторном нагружении используется модуль разгрузки  $E_{ur}$ :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{c \cos\varphi - \sigma_3 \sin\varphi}{c \cos\varphi + p^{ref} \sin\varphi} \right)^m, \quad (3.17)$$

$E_{ur}^{ref}$  - модуль деформации при разгрузке и повторном нагружении при напряжении, соответствующем атмосферному давлению  $p^{ref} = 100$  кПа,  $m$  - показатель степени, характеризующий изменение модуля деформации при изменении действующего напряжения относительно атмосферного давления (в [283] для пластических глин рекомендуется  $m=1$ , однако для различных грунтов показатель  $m$  может изменяться от 0 до 1 [17]). Для песчаных грунтов зависимость модуля деформации от уровня напряжений может описываться и более сложными выражениями. Так, авторами [9] были получены уравнения  $E = f(\sigma)$  для различных уровней напряжений:

- при  $\sigma_1 = 0,55 \dots 0,60$  МПа,  $\xi = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = 0,6$ ,  $\xi_1 = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = 0,8$  зависимость имеет вид:

$$E = -10.61 - 225.84\xi + 287.5\xi^{0.9} + 16.24\xi_1, \quad (3.18)$$

- при  $\sigma_1 = 0,05 \dots 0,10$  МПа,  $\xi = \xi_1 = 0,8$ , зависимость записывается:

$$E = 0,76 - 75.54\xi + 82.72\xi^{0.9} - 0,05\xi_1. \quad (3.19)$$

Причём на графическую форму функции  $E = f(\sigma)$  влияет не только уровень напряжений, но и плотность сложения: для плотного песка график представляет собой выпуклую поверхность, а для рыхлого – вогнутую.

В условиях одометрических испытаний используется одометрический модуль  $E_{oed}$ , рассчитываемый в зависимости от уровня действующих напряжений:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left( \frac{\sigma}{p^{ref}} \right)^m. \quad (3.20)$$

Таким образом, в модели используется три различных модуля деформации  $E$ : секущий модуль деформации при 50% прочности материала  $E_{50}$ , модуль разгрузки  $E_{ur}$  и одометрический модуль  $E_{oed}$ . По умолчанию обычно принимается [162, 283], что:

$$E_{ur} \approx 3E_{50}, \quad (3.21)$$

или

$$E_{ur} \approx 5 \div 6 E, \quad (3.22)$$

$$E_{oed} \approx E_{50}, \quad (3.23)$$

Выражение (3.14) определяет зависимость пластических деформаций при сдвиговом упрочнении, т.е. при девиаторном нагружении используется неассоциированный закон течения. А для описания нелинейных деформаций при объёмном сжатии используется эллиптическая поверхность «шатра», в области которого деформации определяются как:

$$\varepsilon_{vp} = \frac{\beta}{m+1} \left( \frac{p_p}{p^{ref}} \right)^{m+1}, \quad (3.24)$$

где  $p_p$  – напряжение изотропного предварительного уплотнения,  $\beta$  – параметр модели, определяемый как

$$\beta = f(E_{oed}^{ref}). \quad (3.25)$$

В качестве недостатков модели в основном отмечается:

1. Несовпадение результатов численного моделирования компрессионных испытаний с аналитическим расчётом. По мнению автора [158] причина этого заключается в том, что при решении системы уравнений для описания компрессионного нагружения количество неизвестных превышает количество уравнений и система уравнений имеет решение только при  $c=0$ . Другими словами модель наиболее адекватно описывает поведение песчаных грунтов.

2. Модель некорректно описывает поведение слабого глинистого грунта при деформациях формоизменения. Это связано с тем, что «HS Model» является «гибридной»: для описания объёмных деформаций используется эллиптическая поверхность «шатра», описываемая выражением (3.24), чем упрочняющаяся модель близка к шатровым типа «Cam Clay», а при описании деформаций сдвига используется эмпирическая зависимость (3.14). Т.е., в определённых условиях, например, при задании природных напряжений в качестве исходных данных в расчёте, при нагружении в упругой стадии поведение модели может описываться выражением (3.14), а не принятым для шатровой модели (3.24) – рис. 3.15. Увеличение объёмных напряжений на

повторной стадии нагружения приводит к увеличению податливости грунта при деформациях формоизменения (см. рис. 3.15, деформации на траектории 4 – 5).

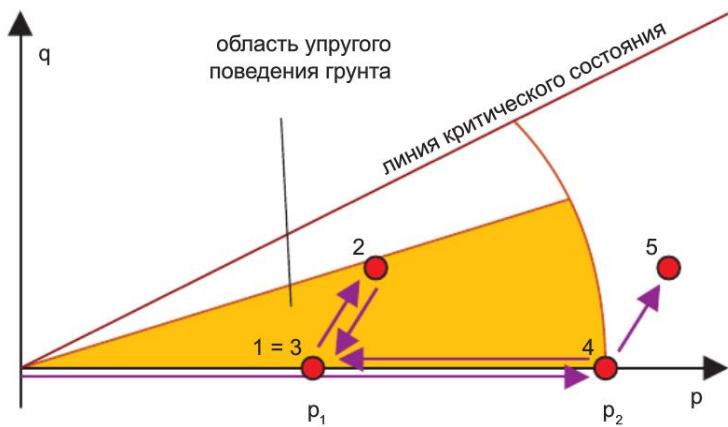


Рис. 3.15. Схема эксперимента, показывающая несоответствие поведения модели ассоциированному закону течения [203]

### Влияние расчётной схемы на конечный результат

Важным фактором, влияющим на сходимость результатов расчётов с натурными данными является выбор расчётной схемы. Ряд авторов [140, 186] указывает на значительные расхождения результатов расчётов по плоской и пространственной схемам. Так, в [186], применительно к моделированию крупнопролётных выработок машинных залов и трансформаторных подстанций подземных гидроэлектростанций, размещаемых в скальных грунтах, показано, что при решении задачи в плоской постановке в «некоторых зонах» наблюдается превышение перемещений в 2-3 раза по сравнению с трёхмерной задачей. Автором [186] этот эффект объясняется невозможностью учёта в плоских задачах пространственного характера ориентации трещин.

Применительно к устройству котлованов в нескальных грунтах эта проблема рассмотрена в [140], где на основании анализа отечественных и зарубежных литературных источников было показано, что при расчёте ограждений котлованов, расчёты в плоской постановке дают завышенные результаты по сравнению с трёхмерными, а также что горизонтальные

перемещения ограждения котлована значительно ниже в угловых зонах, по ширине примерно равным глубине котлована. Этот анализ подтверждается упомянутыми ранее результатами наблюдений за горизонтальными перемещениями ограждения котлована при строительстве «нулевого цикла» гостиничного комплекса в Варшаве [120]: за время откопки котлована глубиной 11,5 м максимальное горизонтальное перемещение стены ограждающей конструкции составило 10 мм, что соответствовало прогнозируемому значению 11 мм. В тоже время перемещение реперов по углам котлована не превысило 3-4 мм.

Для более подробного исследования степени влияния расчётной схемы на результат расчётов выполним математическое моделирование влияния котлована вестибюля сложной геометрической формы на близрасположенное здание по адресу: ул. Руставелли, д. 19 (рис. 3.16).

В геоморфологическом отношении рассматриваемый участок относится к пологоволнистой моренной равнине. Естественный рельеф строительства повсеместно изменен планировкой. В геологическом строении принимают участие отложения четвертичной, меловой, юрской и каменноугольной систем. Гидрогеологические условия до разведанной глубины 75 м характеризуются наличием пяти водоносных горизонтов. По степени сложности горно-геологические условия территории строительства характеризуются как сложные –III категория, геотехническая категория – III.

Котлован имел глубину около 16 м (рис. 3.17).

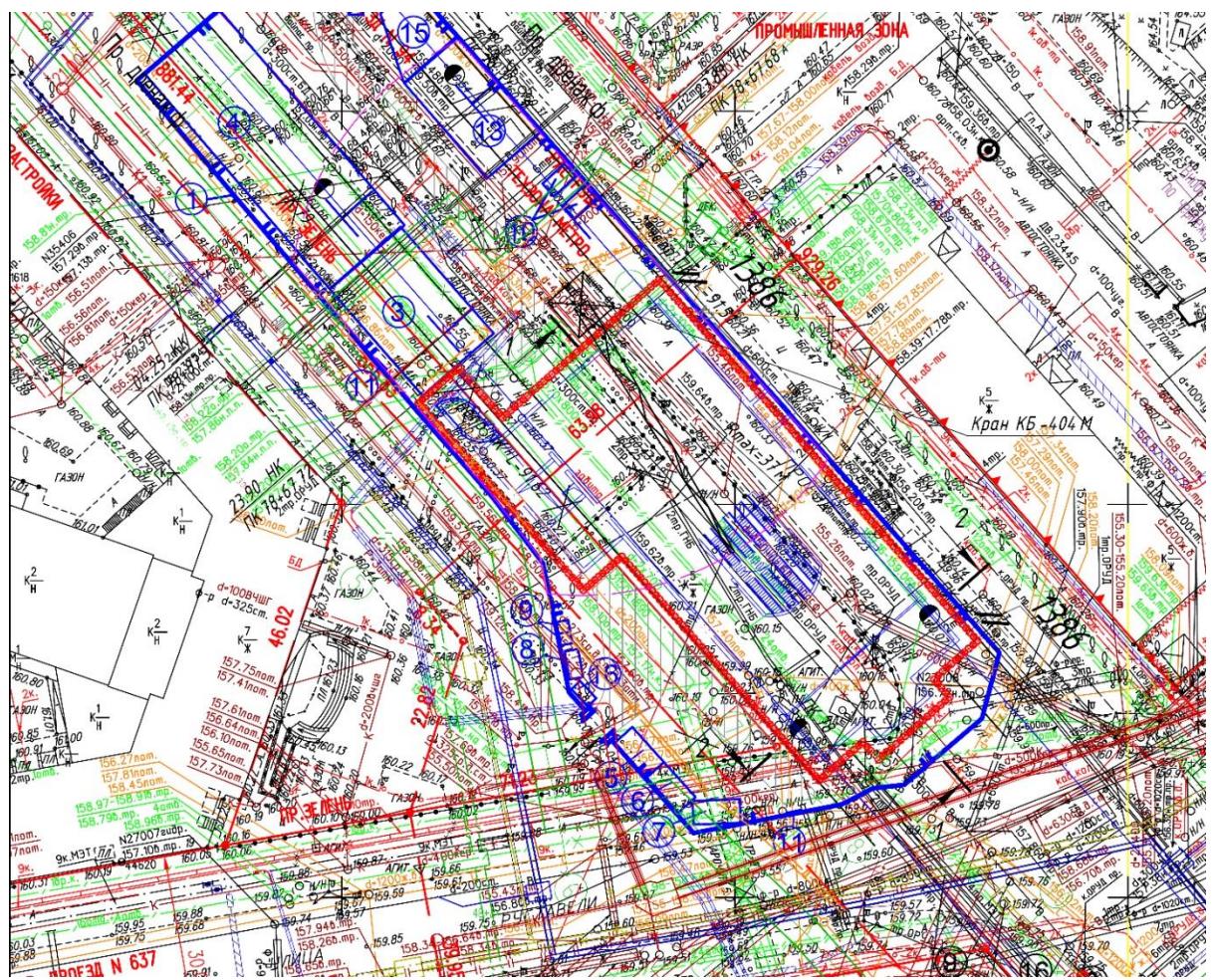


Рис. 3.16. Ситуационный план

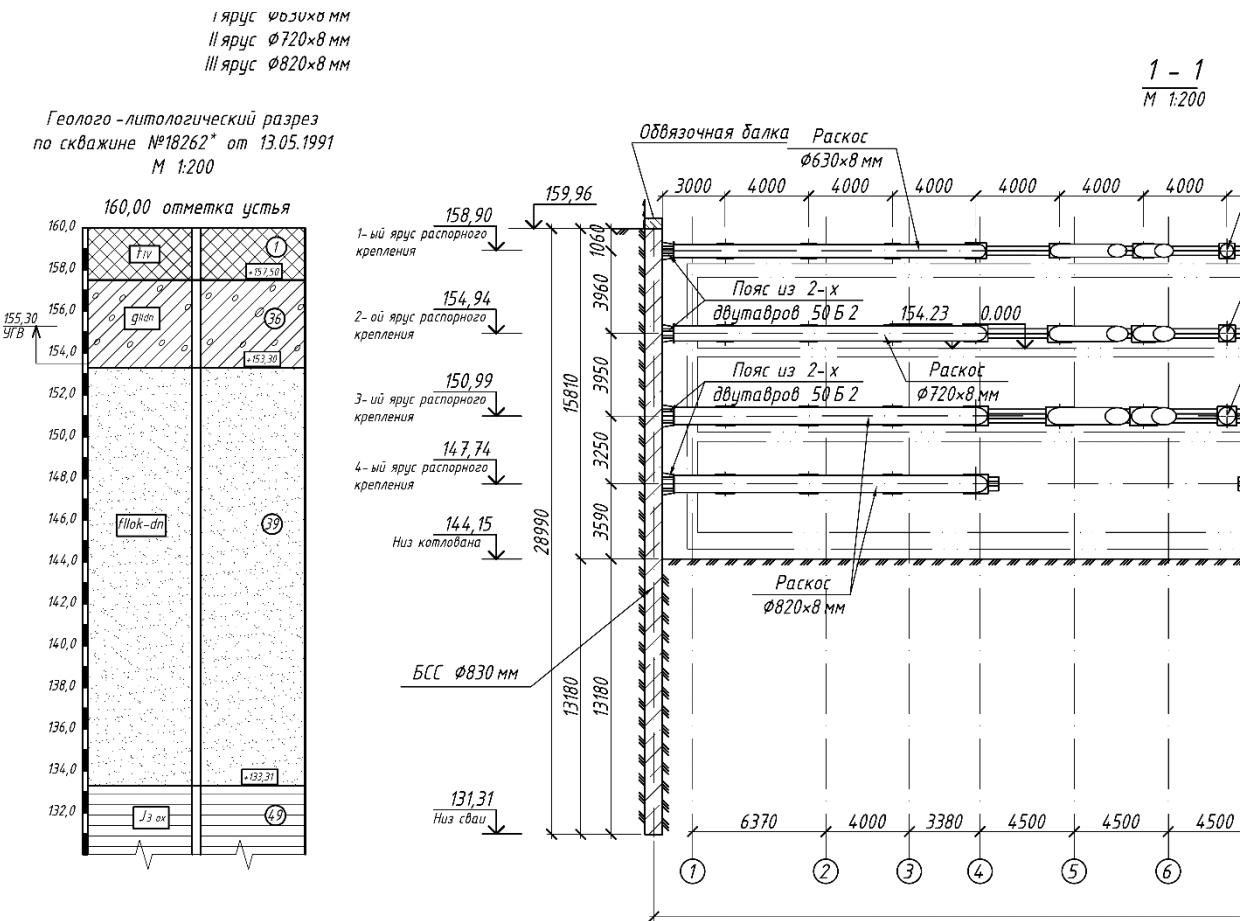


Рис. 3.17. Разрез по ограждению котлована

Ограждение котлована совершенного типа из буросекущихся свай d830 мм с шагом ~700мм, заглубляемых на 2 м в юрские глины. Для крепления котлована устанавливаются четыре яруса распорных креплений, включающих расстрелы и раскосы из металлических труб d630x8мм...d820x8мм, а также продольные пояса из дутавров 50Б2.

На весь период строительства котлована был организован геотехнический мониторинг за зданием (рис. 3.18).

Существующее здание по ул. Руставели, д. 19 – 7-ми этажное, с подвалом и пристройкой, 11-ти подъездное, жилое, V-образной формы в плане. Конструктивная схема здания – каркасно-стеновая с наружными несущими стенами и внутренними колоннами. К зданию примыкает 1-2-х этажная пристройка театра с подвалом под частью габарита. Конструктивная схема пристройки – стенная несущими продольными стенами. Предельные деформации здания в результате нового строительства не должны превышать:

осадка 30 мм, относительная разность осадок 0,001. Замеренные величины деформаций составляют: максимальная осадка 12,5 мм, относительная разность осадок 0,0014.

Математическое моделирование влияния строительства котлована на здание выполнялось в плоской (рис. 3.19) и пространственной постановках (рис. 3.20) с применением программного комплекса Z\_Soil.

Ниже, на рис. 3.21... 3.26 приводится сопоставление результатов расчетов.

В табл. 3.9 приводится сопоставление максимальных расчётных и замеренной осадок здания.

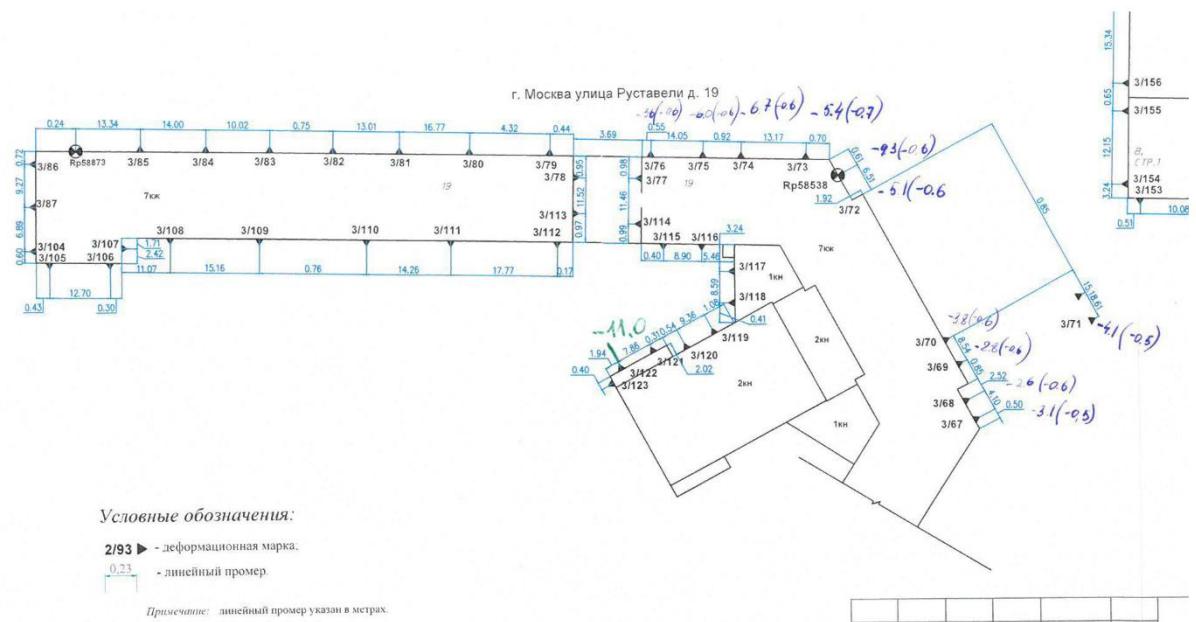


Рис. 3.18. План расположения деформационных марок с указанием величин осадок на 30.02.2016 г. (мм)

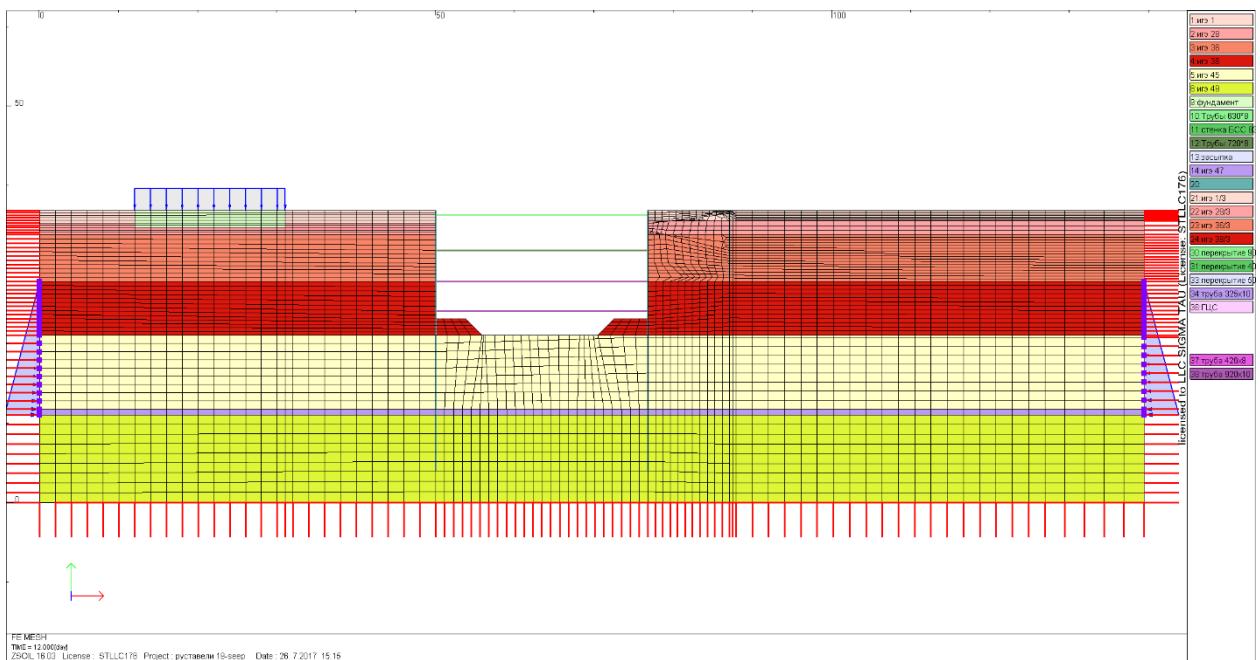


Рис. 3.19. Расчёчная схема в плоской постановке

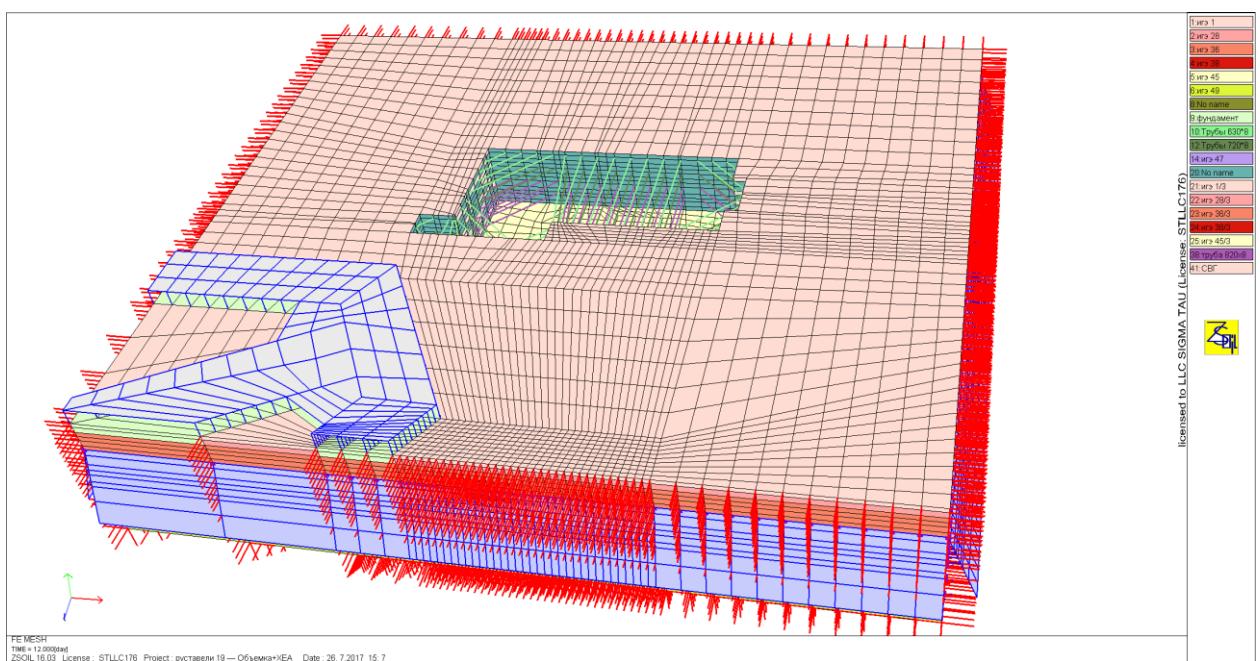


Рис. 3.20. Расчёчная схема в пространственной постановке.

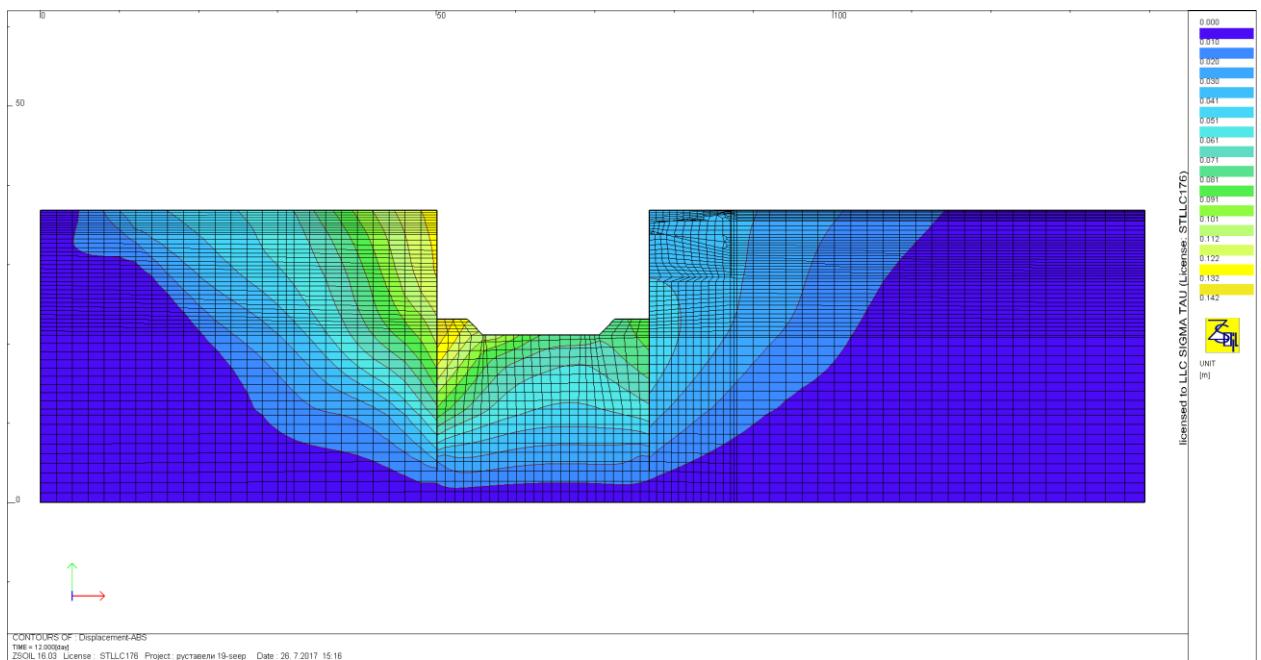


Рис. 3.21. Абсолютные перемещения (плоская задача)

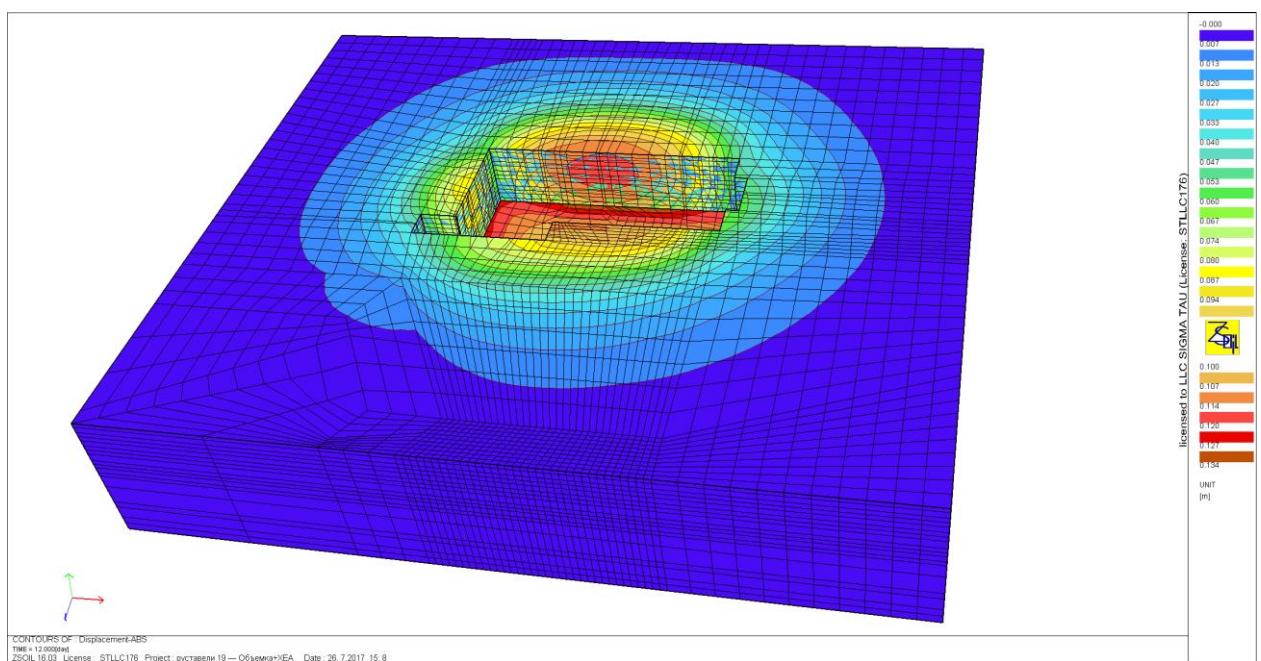


Рис. 3.22. Абсолютные перемещения (пространственная задача)

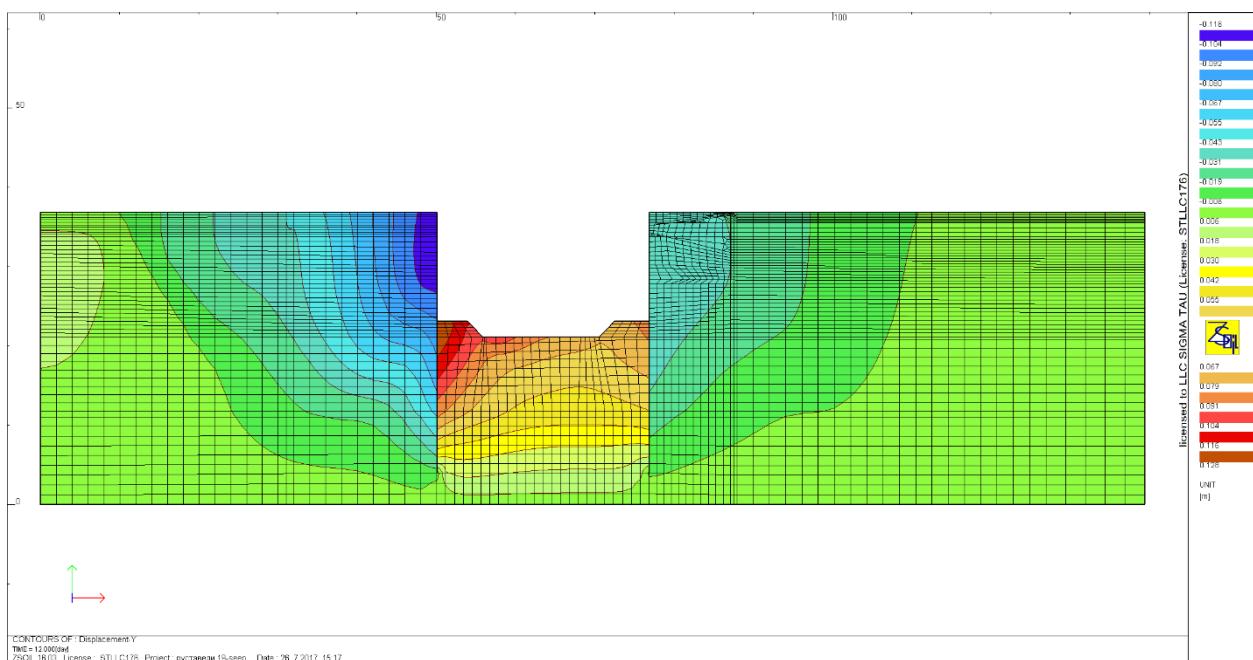


Рис. 3.23. Вертикальные перемещения (плоская задача)

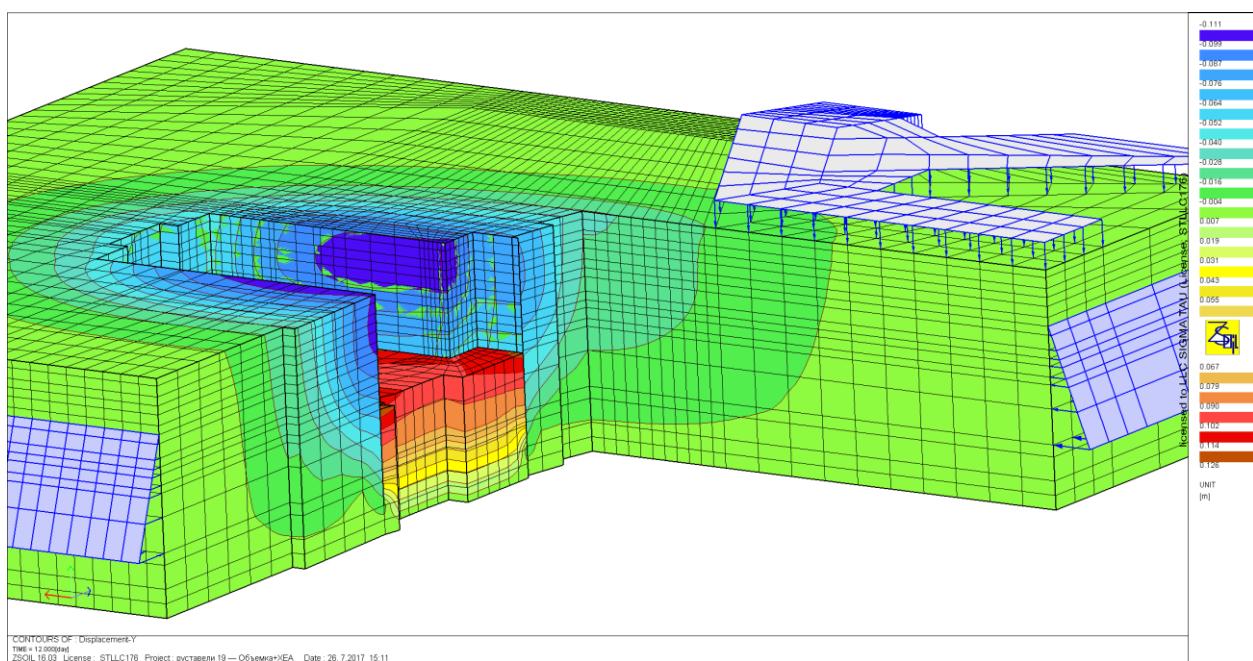


Рис. 3.24. Вертикальные перемещения (пространственная задача)

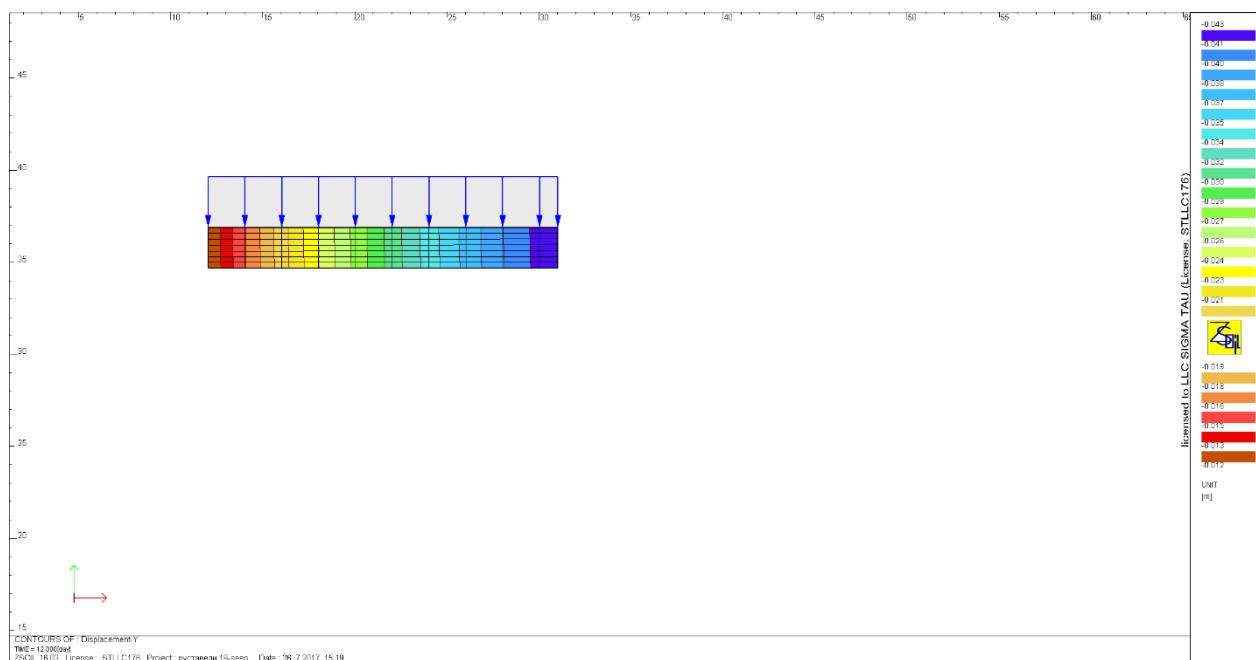


Рис. 3.25. Распределение вертикальных перемещений по зданию  
(плоская задача,  $s_{\max}=43$  мм)

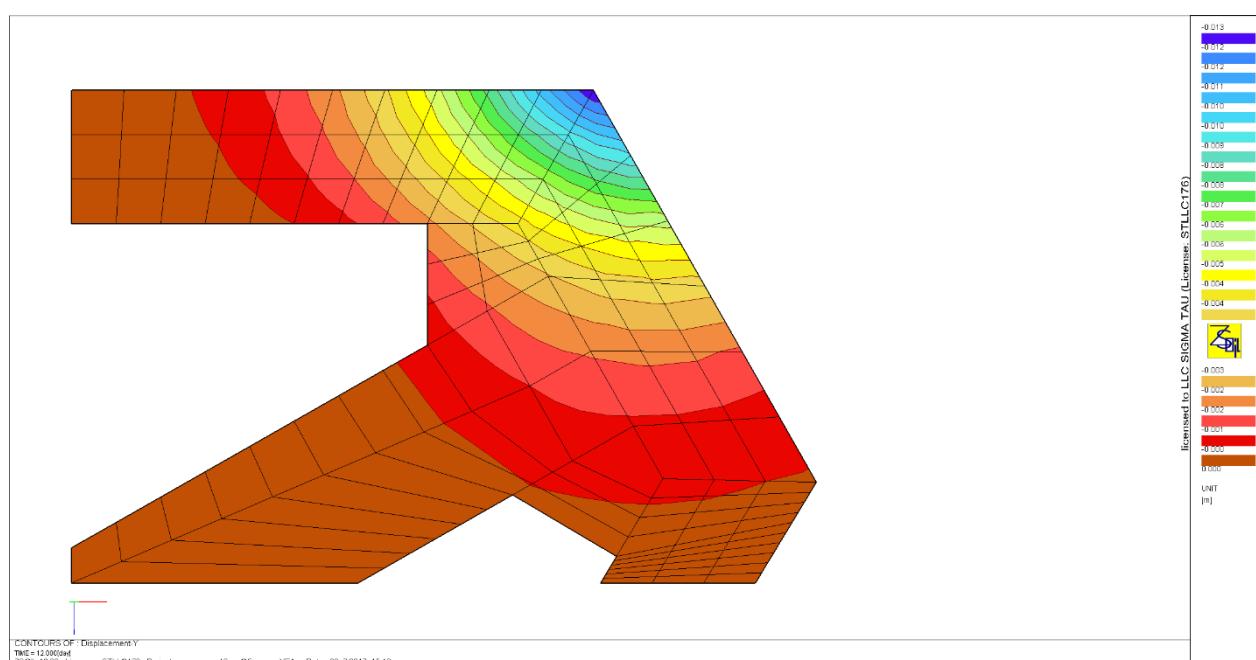


Рис. 3.26. Распределение вертикальных перемещений по зданию (пространственная задача,  $s_{\max}=13$  мм)

Табл. 3.9

#### Сопоставление результатов расчётов с данными мониторинга

Адрес	Осадка, мм		
	Предельно допустимая	Расчётная	
		Плоская задача	Пространственная задача
			Замеренная

Ул. Руставелли, д. 19	30	43	13	12,5
--------------------------	----	----	----	------

Таким образом, на основании выполненных расчётов можно заключить:

1. Расчётная зона влияния строительства при решении задачи в плоской постановке примерно в 1,3 – 1,5 раза больше, чем в трёхмерной.
2. Расчётные осадки здания при математическом моделировании плоской задачи в 3,3 раза больше, полученных при трёхмерном моделировании, и в 3,44 раза больше фактически замеренной величины.
3. Расчётные осадки здания при использовании пространственной расчётной схемы примерно на 4% превышают фактически замеренную величину.

## **Влияние горно-геологических условий участка строительства на технологические деформации**

Сложность строительства подземных сооружений в г. Москве во многом определяется тем, что, как правило, горно-геологические условия проектируемых и возводимых сооружений, практически во всех районах города характеризуются сложно-переслаиваемым комплексом четвертичных отложений различного генезиса, литолого-петрографической принадлежности, различного состояния и свойств. Коренные породы, которые представлены отложениями меловой, юрской и каменноугольной систем, в силу значительной эрозионной деятельности ледника и р. Москвы, в ряде случаев, не имеют строгой стратиграфической выдержанности. Вследствие этого, четвертичные отложения могут непосредственно залегать на разрушенной кровле карбоновых известняков, либо в их толще, обладающих, помимо невысоких деформационно-прочностных свойств, способностью к развитию карстово-суффозионных процессов.

Не менее сложными являются гидрогеологические условия, характеризующие различные территории города в силу процессов вертикальной фильтрации из верхних водоносных горизонтов при значительных утечках из водонесущих коммуникаций при значительном дренировании за счет подземного водозабора, а также барражного эффекта при строительстве метрополитена и других подземных сооружений.

Крайне непростой представляется экологическая обстановка Москвы (прежде всего геоэкологическая) практически еще малоизученная применительно к решению задач градостроительного освоения подземного пространства.

Всё вышесказанное может быть проиллюстрировано анализом причин деформаций зданий и сооружений, расположенных в ЦАО г. Москвы [87]. Наиболее распространёнными являются неравномерные осадки зданий, вызванные уплотнением рыхлых техногенных грунтов. Вторая причина – сочетание неравномерной осадки с конструктивными недостатками зданий, в

основном обусловленными их возрастом. При этом связь между характером и причинами деформаций авторами [87] не установлена, однако отмечается, что среди зданий с максимальным раскрытием трещин уменьшается доля неравномерной осадки и увеличивается до 20% вклад сочетания неравномерной осадки с неравномерным обжатием грунтов и кладки фундаментов.

Многообразие проявлений и особенностей горно-геологических и гидрогеологических условий, а также то влияние, которое они оказывают на строительство подземных сооружений заставляет рассматривать их как один как один из важных факторов влияющих на технологические деформации существующих зданий.

Как правило, горно-геологическая и гидрологическая обстановка в районе строительства определяет конструкцию подземного сооружения и технологию его возведения. С точки зрения выбора оптимальной технологии подземного строительства горно-геологические условия могут быть подразделены следующим образом (рис. 3.27):

1. влияющие на выбор технологии строительства:
  - 1.1. простые – применяются прогрессивные технологии 1 класса;
  - 1.2. средней сложности – применяются прогрессивные технологии 2 класса;
  - 1.3. сложные – применяются прогрессивные технологии 3 класса;
2. изменяющиеся в результате технологического воздействия при строительстве:
  - 2.1. изменение незначительно и может не учитываться (незначительный подъём уровня подземных вод, возникновение блуждающих токов и др. физических полей и т.д.)
  - 2.2. средней значимости (загрязнение подземных вод, подтопление, баражный эффект, морозное пучение грунтов, изменения рельефа и проч.)
  - 2.3. значительные (осадки дневной поверхности, активизация карстово-суффозионных, оползневых и проч. процессов);

2.4. катастрофические, приводящие к необратимым изменениям геотехнической системы и аварийным ситуациям.

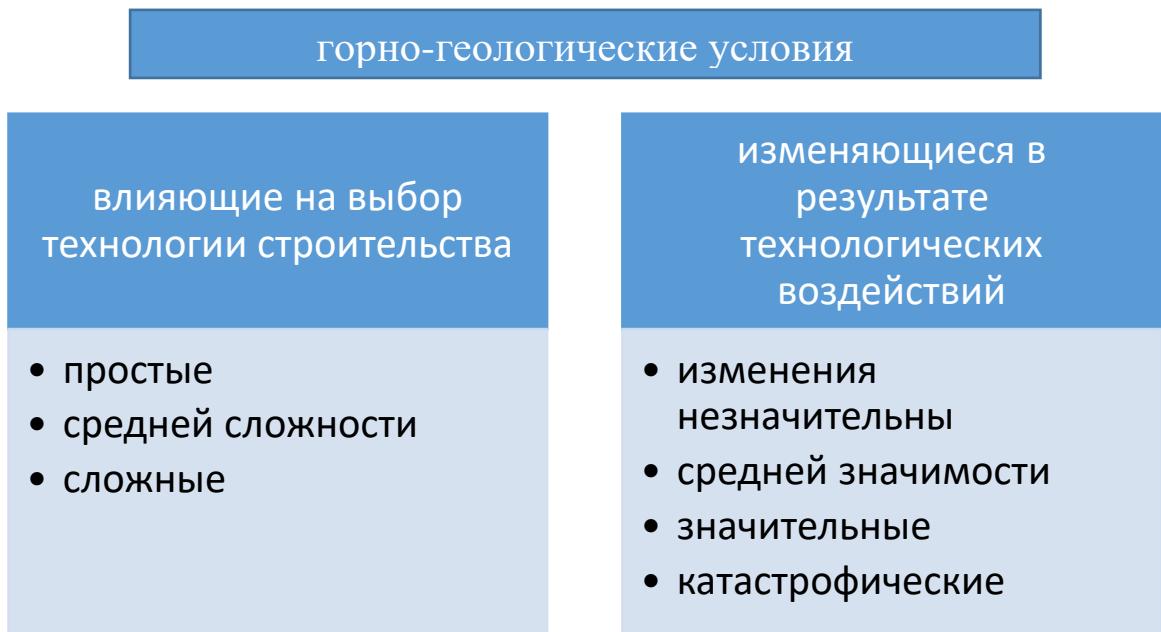


Рис. 3.27. Систематизация взаимного влияния горно-геологических условий и технологии подземного строительства

Из ранее сказанного видно, что горно-геологические условия территории строительства являются определяющим фактором при выборе способа строительства, типа несущих и ограждающих конструкций, их крепления, проведения дополнительных защитных мероприятий при возведении новых объектов и их эксплуатации. Например, при разработке программы подготовки к комплексному градостроительному освоению подземного пространства Москвы на период 2009 – 2011 годы [141] было проведено подробное изучение геологического и гидрогеологического состояния территории города, анализ потенциальной и актуальной опасности. Были построены горно-геологические карты [86] с выделением типов геологической среды и последующей оценкой опасности развития в их пределах комплекса негативных горно-геологических процессов.

Одновременно с этим, уже многие годы ведутся работы по систематизации горно-геологических условий Москвы. Подобные

систематизации позволяют на предварительных стадиях проектирования принять взвешенные и обоснованные технические и технологические решения строительства подземных объектов, и, в итоге, повысить технологическую безопасность.

В настоящее время сложилось 2 основных подхода к систематизации горно-геологических условий г. Москвы (рис. 3.28):

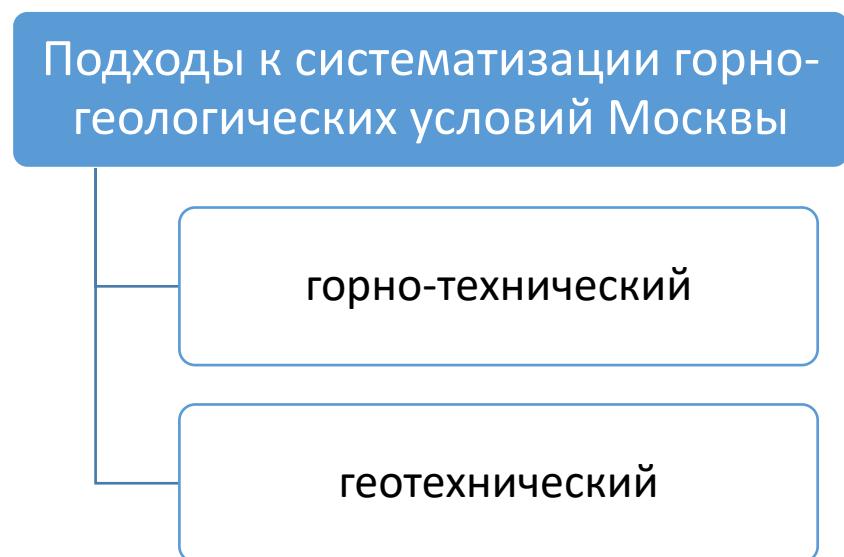


Рис. 3.28. Классификация подходов к систематизации горно-геологических условий Москвы

1 – горно-технический – по степени благоприятности горно-геологических условий территории с точки зрения подземного строительства.

2 – геотехнический – по физико-механическим характеристикам грунтов.

Основы горно-технического подхода излагаются в [87]. Основные положения подобной типологии заключаются в следующем:

В строении любого участка земной коры выделяется ряд структурных этажей или ярусов. Основой для их выделения являются: условия залегания пород (горизонтальное, моноклинальное или складчатое); состав пород, степень их литификации, наличие разрывной тектоники и проявления магматизма. Характеристики этажей определяются стадией геологического развития участка земли.

На территории Москвы выделяется семнадцать типов массива, а из них выделяются три типа территорий, характеризующиеся разной степенью пригодности для подземного строительства в Москве (рис. 3.29).



Рис. 3.29. Систематизация территорий г. Москвы по пригодности для подземного строительства (по материалам [87, 94])

I тип территории на глубине до 10-15 м приурочен к участкам моренных возвышенностей, моренно-флювиогляциальных равнин, первой и второй пойменных террас р. Москвы с глубиной залегания грунтовых вод более 10 м.

II тип территории на глубине 10-15 м приурочен к участкам моренных возвышенностей, флювиогляциальных равнин, долинному комплексу р. Москвы и ее притоков с глубиной залегания грунтовых вод преимущественно до 10 м, а также зонам, потенциально опасным по возможности проявления карстово-суффозионных явлений.

III тип территории приурочен к долинному комплексу рек Москвы и Яузы, к зоне, где возможно проявление карстово-суффозионных процессов.

Внутри каждого типа территории выделяются подтипы по величине параметров мульды оседания или призмы обрушения.

Основным недостатком подобного подхода является его ориентация на закрытый метод ведения работ и исключение из рассмотрения значительной по площади территории города, где, по мнению авторов [87, 94] подземное строительство осложнено неблагоприятными геологическими процессами и, по этой причине экономически не выгодно.

Геотехнический подход излагается в работах [69, 115, 123, 149, 181]. Его сущность заключается в выделении наиболее характерных инженерно-геологических элементов и осреднении физико – механических характеристик грунтов для последующих расчётов и проектирования подземных сооружений. При этом предполагается, что современные геотехнологии позволяют построить любой подземный объект, практически в любых инженерно-геологических условиях. Впервые подобный подход, по-видимому, был опубликован в [115], где были приведены систематизированные инженерно-геологические разрезы некоторых районов Москвы. Дальнейшие исследования были продолжены в работах [69, 123, 149, 181]. В работах [69, 123] было выделено три типа горно – геологических условий Москвы. Аналогичный подход предлагается и в работе [149]. В дальнейшем исследования [69, 115, 123] продолжает в своей работе автор [181], где он выделяет семь типов горно-геологических условий города Москвы. В качестве основного недостатка геотехнического подхода необходимо отметить, что все рассмотренные систематизации физико-механических характеристик грунтов выполнены для глубины не более 15, редко 20 м. В тоже время при глубине котлована 25 и более метров требуется данные о строении массива на глубину порядка 40 – 50 м, а для строительства тоннелей требуются данные на глубину 80 м и более. В тоже время, применение подобного подхода позволяет в короткий срок получить необходимые данные для расчёта и проектирования подземных объектов, и разработать наиболее рациональные технологические решения подземного строительства, которые получат лишь незначительную корректировку на последующих стадиях проектирования, после выполнения детальных исследований горно-геологических и гидрогеологических условий строительства конкретного объекта.

### **3.3 Повышение эффективности организации производства в условиях использования расчёто-эмпирического метода прогнозирования технологических деформаций при открытом способе работ**

Эмпирические зависимости (3.6... 3.9) получены без учета горно-геологических условий участка строительства. Поэтому, базируясь на результатах экспериментальных исследований, приведённых в Главах 1 и 3, выполним математическое моделирование технологического воздействия от устройства «стены в грунте» траншейного типа на прилегающий грутовый массив.

Выбор указанной технологий обусловлен результатами анализа прогрессивных технологий строительства подземных сооружений, выполненном в Главе 2, и различных типов ограждений котлованов в г. Москве [62, 64].

#### **Модельные исследования процесса возведения «стены в грунте» траншейного типа. Постановка численного эксперимента**

Для исследования технологических деформаций, возникающих при устройстве «стены в грунте» траншейного типа проведём модельные исследования устройства ограждения котлована с последующей его разработкой в различных грутовых условиях. Модельные исследования проводится для котлована в размерами в плане  $40 \times 40$  м, глубиной 6, 9 и 12 с 1-м и 2-мя ярусами распорных креплений в зависимости от глубины котлована.

Численное моделирование технологического процесса изготовления «стены в грунте» траншейного типа выполнялось методом конечных элементов с использованием программного комплекса Z\_Soil 3D v.11.15. Поведение грунта под нагрузкой описывалось с помощью моделей Кулона-

Мора и «Hardening Soil Model». Численный эксперимент включал в себя 4 типа грунтовых условий (см. табл. 3.8).

Для «Hardening Soil Model» недостающие параметры модели принимались по умолчанию, по алгоритму, заложенному в программном комплексе.

В численном эксперименте, для последующего сопоставления с данными натурных исследований, описанных в Главах 1 и 3, рассматривались варианты ограждений котлованов, приведённые в табл. 3.10.

Табл. 4.4

**Принятые в численном эксперименте параметры модельного котлована**

Тип котлована	Габариты в плане, м	Глубина, м	Количество ярусов распорок	Расчётная схема
1	40×40	6	1	Рис. 3.30
2		9	1	Рис. 3.31
3		9	2	Рис. 3.32
4		12	2	Рис. 3.33

«Стена в грунте» принимается толщиной 600 мм, глубина консольной заделки «стены в грунте» составляет 1/3 глубины котлована.

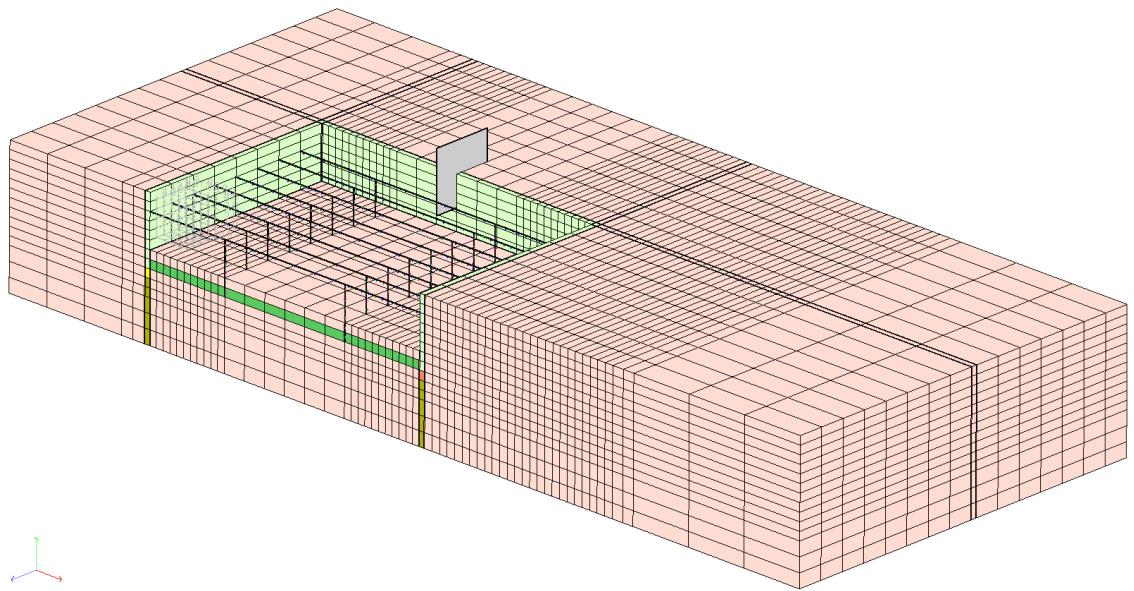


Рис. 3.30. Расчетная модель с глубиной котлована 6 м и одним ярусом распорок

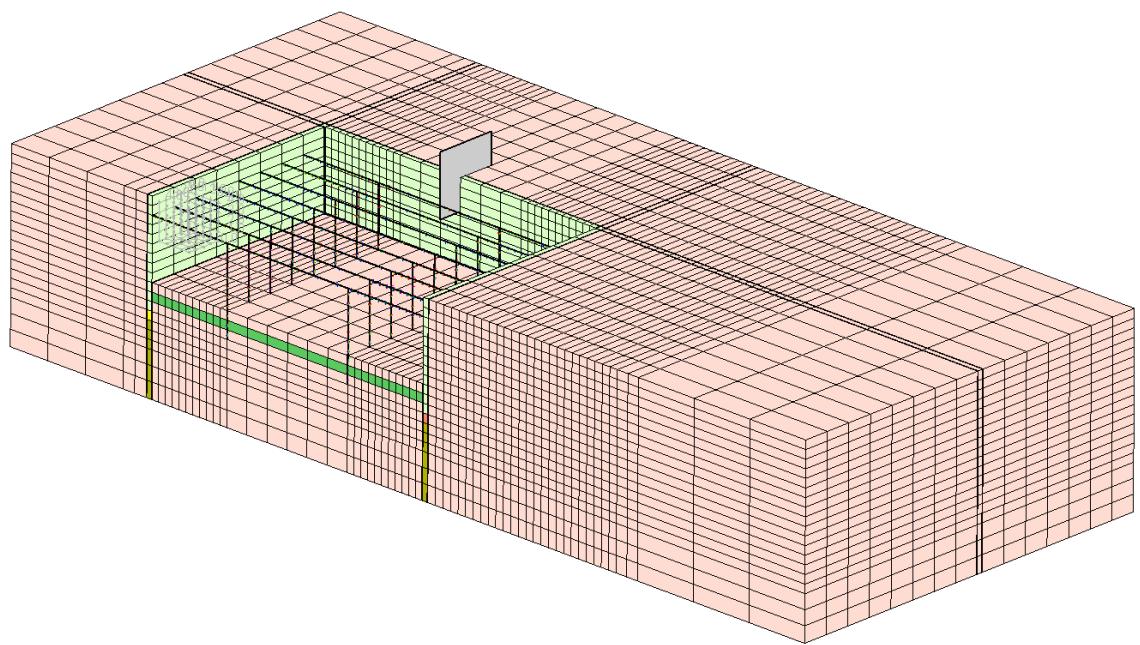


Рис. 3.31. Расчетная модель с глубиной котлована 9 м и одним ярусом распорок

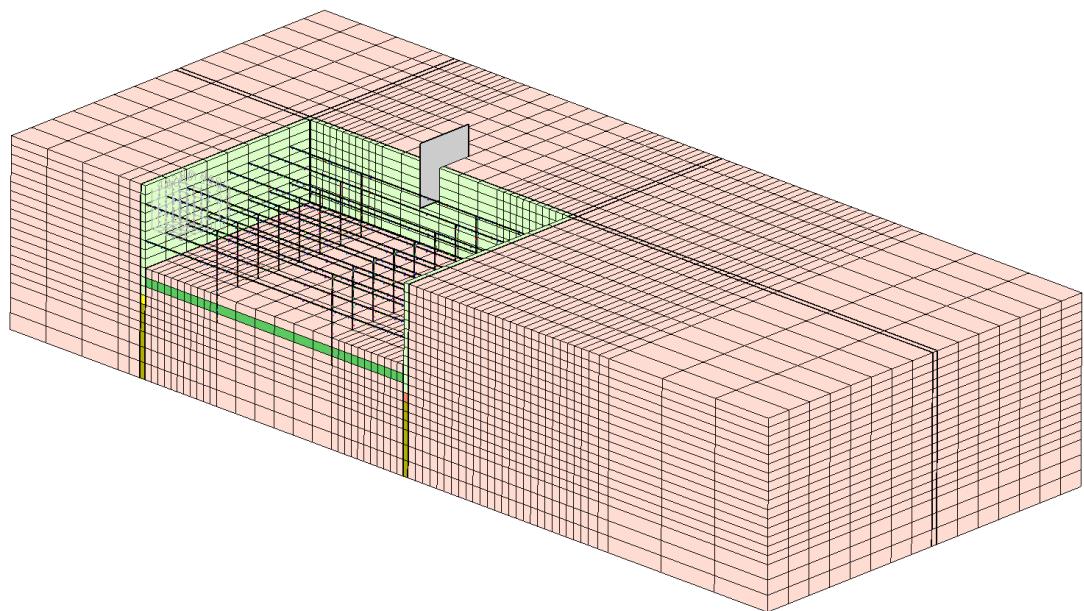


Рис. 3.32. Расчетная модель с глубиной котлована 9 м и двумя ярусами распорок.

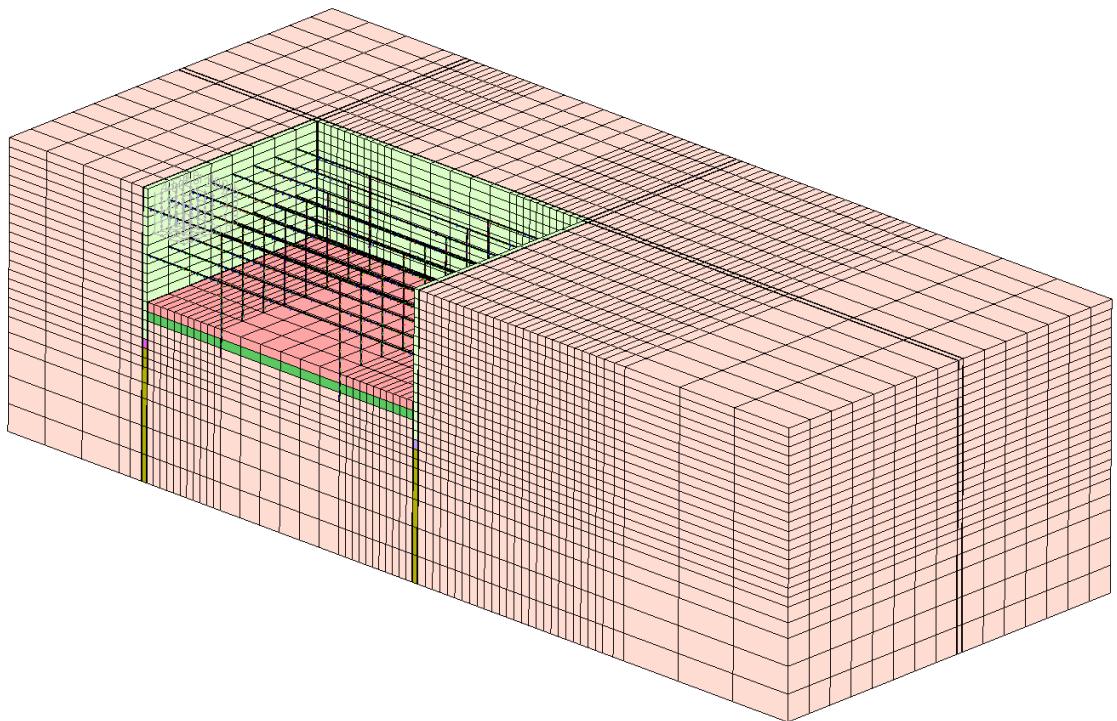


Рис. 3.33. Расчетная модель с глубиной котлована 12 м и двумя ярусами распорок.

В качестве переменных факторов в модельных исследованиях использовались:

1. Горно-геологические условия строительства (см. табл. 3.8).
2. Глубина котлована и тип крепления.
3. Типы расчетных моделей.

В эксперименте рассматривалось 3 типа расчетных моделей.

#### ***Первая расчётная модель – модель упрочняющегося грунта.***

Поведение грунта под нагрузкой описывалось моделью упрочняющегося грунта «Hardening Soil Model» с использованием недостающих в табл. 3.8 параметров модели, по умолчанию предлагаемых программным комплексом (рис. 3.34, 3.35).

При моделировании ослабленной зоны, возникающей при разработке траншей под сооружаемую «стену в грунте», толщина этой зоны принимается равной 100 мм.

Устройство «стены в грунте» моделируется по захваткам поярусно в следующем порядке:

- разработка нечетных захваток под защитой бентонитового раствора в 3-4 яруса сверху вниз,
- бетонирование разработанных захваток снизу-вверх,
- разработка четных захваток под защитой бентонитового раствора в 3-4 яруса сверху вниз,
- бетонирование четных захваток снизу-вверх.

Принятая ширина захватки – 3 м.

Моделирование этапности устройства котлована показано на рис. 3.36...

### 3.46.

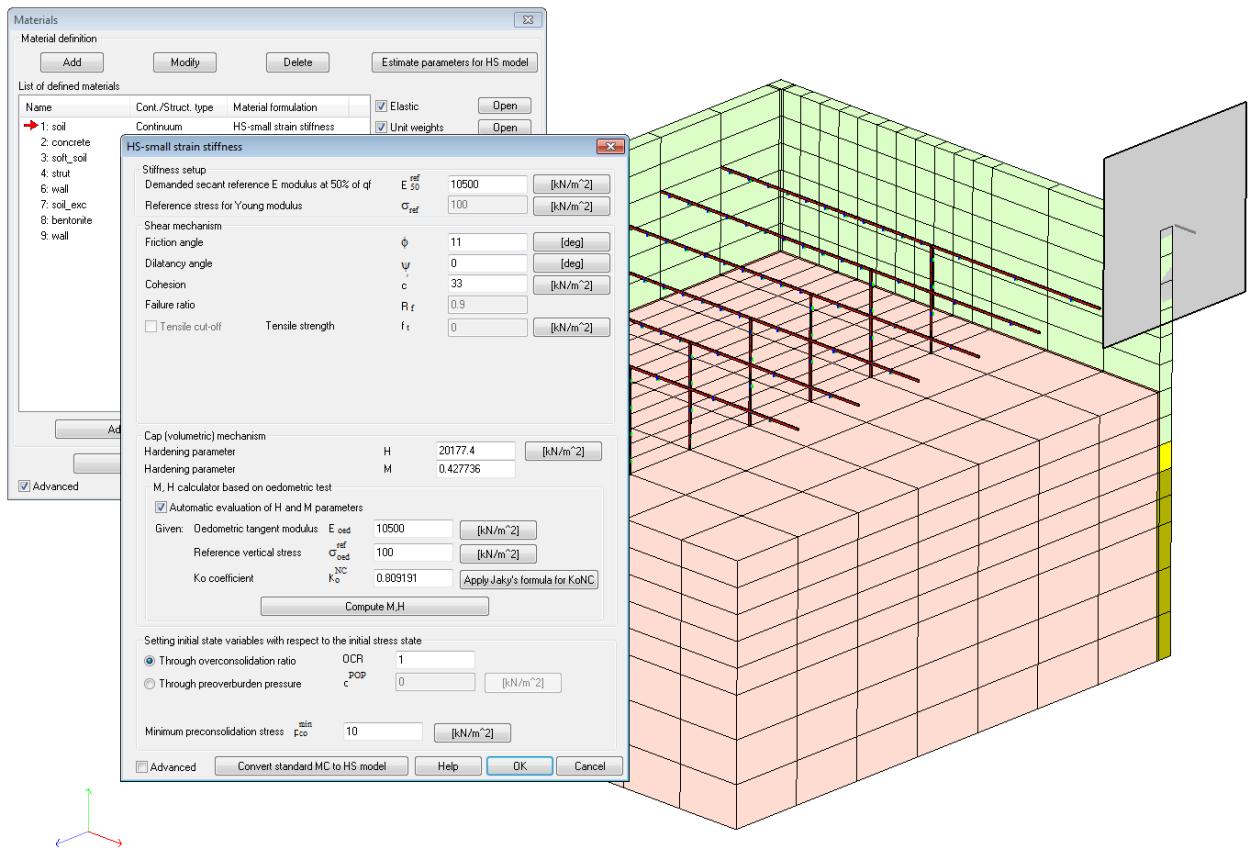


Рис. 3.34. Расчетная схема на момент откопки котлована до проектной отметки

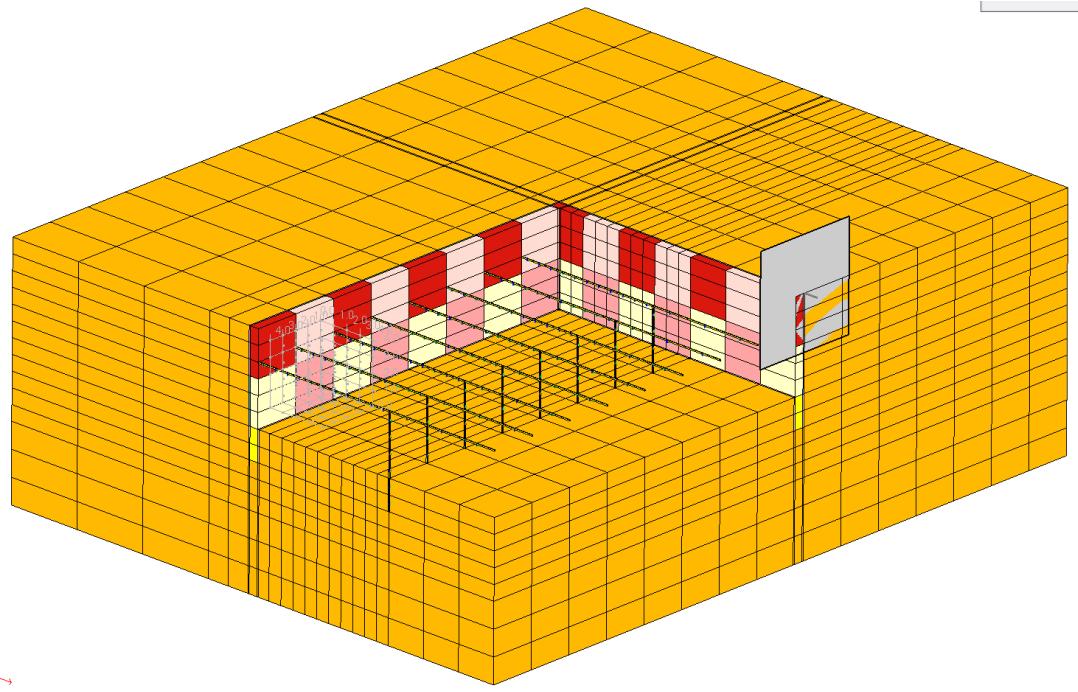


Рис. 3.35. Назначенные для элементов функции, учитывающие поэтапность возведения

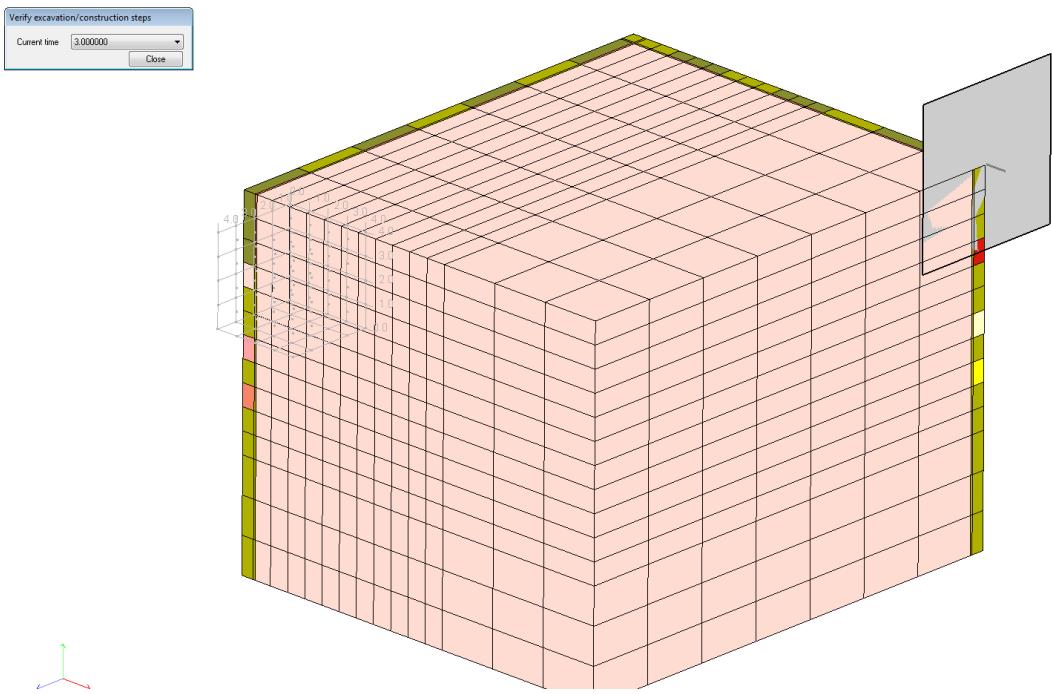


Рис. 3.36. Разработка нечетных захваток траншеи под сооружаемую «стену в грунте» на 1/3 глубины под защитой глинистого раствора (замена грунта «стены в грунте» на глинистый раствор и замена грунта в зоне ослабления)

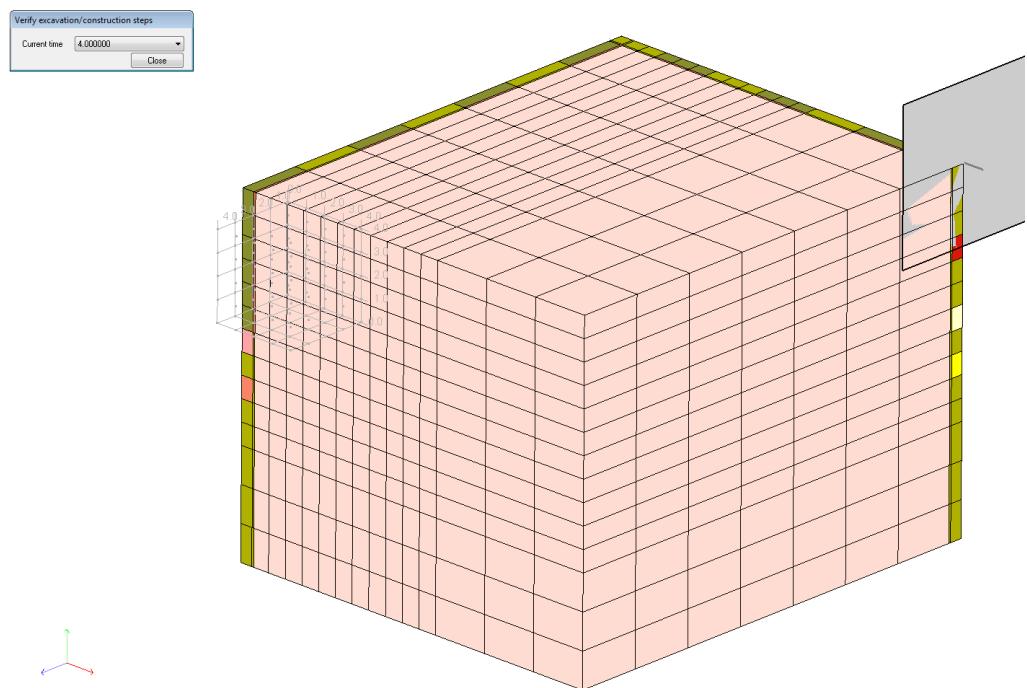


Рис. 3.37. Разработка нечетных захваток траншеи под сооружаемую «стену в грунте» на 2/3 глубины

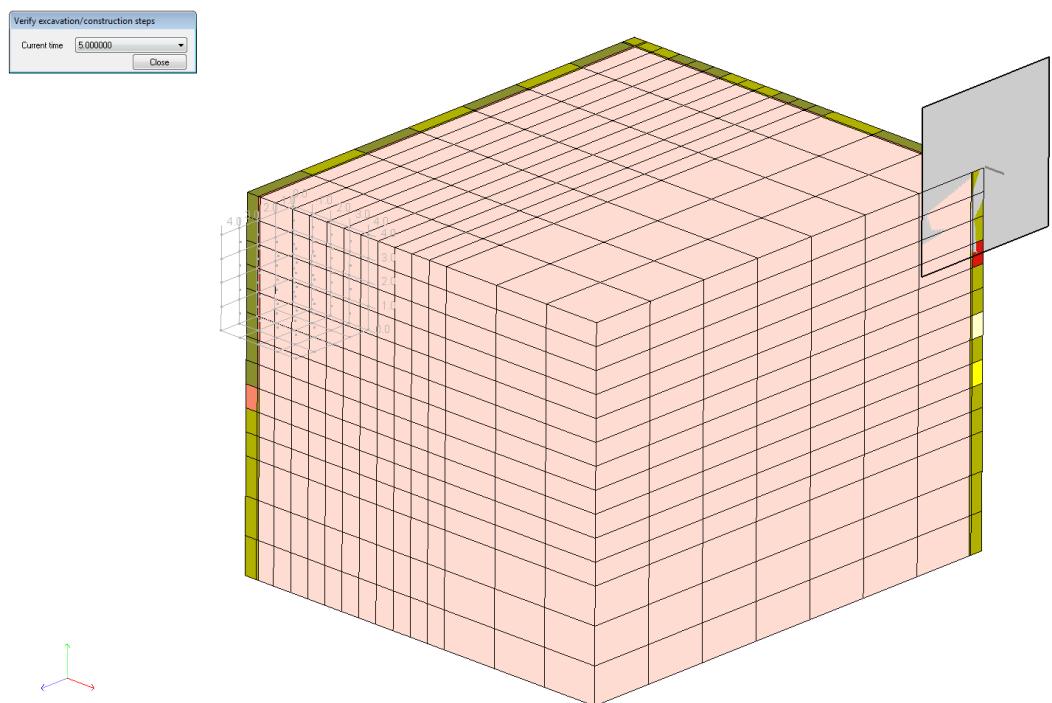


Рис. 3.38. Разработка нечетных захваток траншеи под сооружаемую «стену в грунте» до проектной отметки

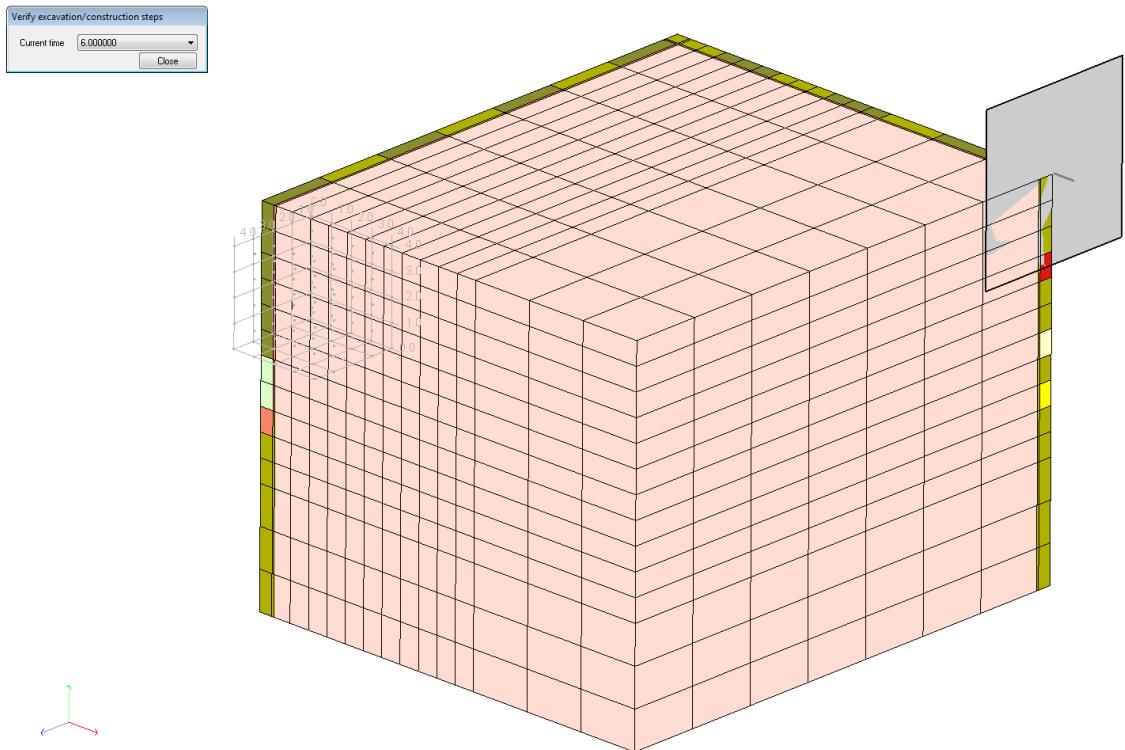


Рис. 3.39. Бетонирование нечетных захваток «стены в грунте» на 1/3 глубины снизу вверх  
(замена глинистого раствора на бетон)

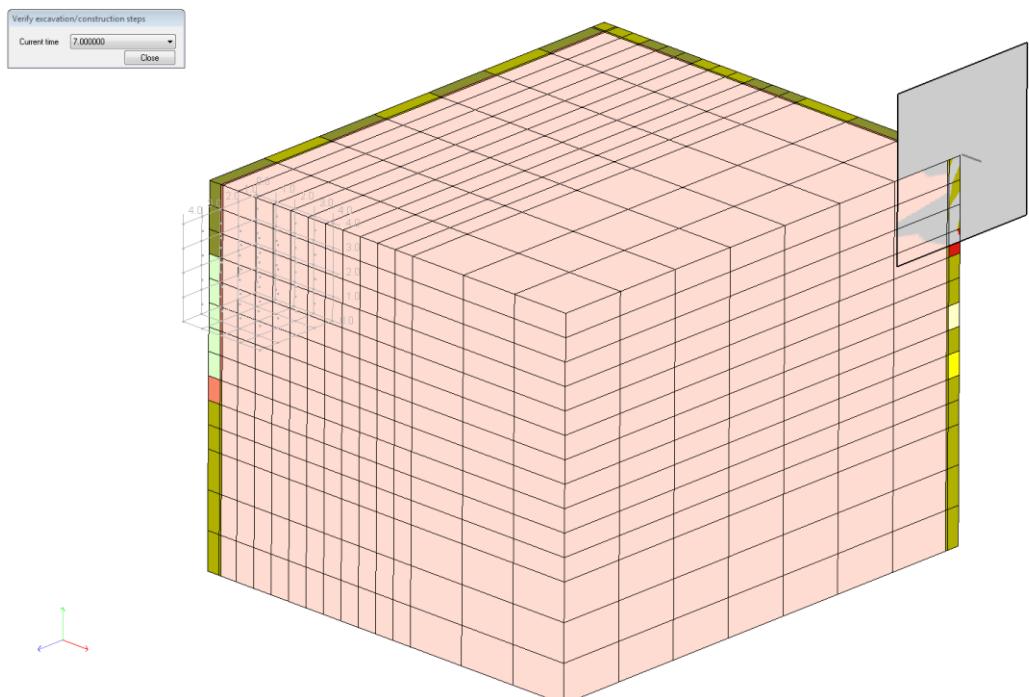


Рис. 3.40. Бетонирование нечетных захваток «стены в грунте» на 2/3 глубины снизу вверх

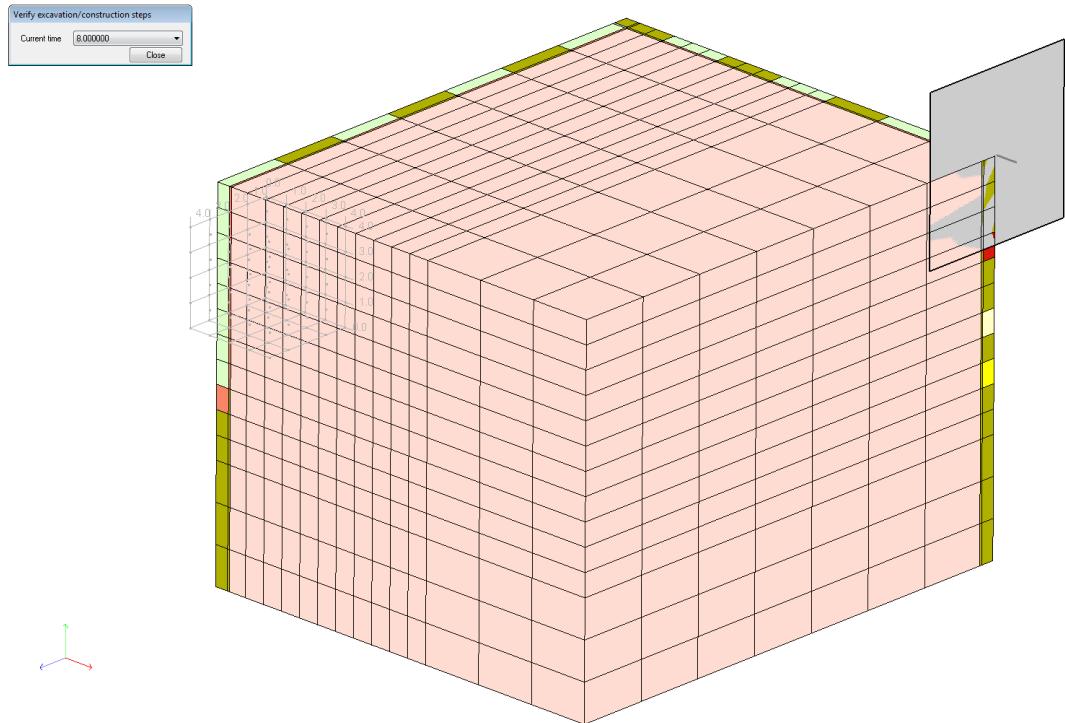


Рис. 3.41. Бетонирование нечетных захваток «стены в грунте» до верхней проектной отметки снизу вверх (замена глинистого раствора на бетон)

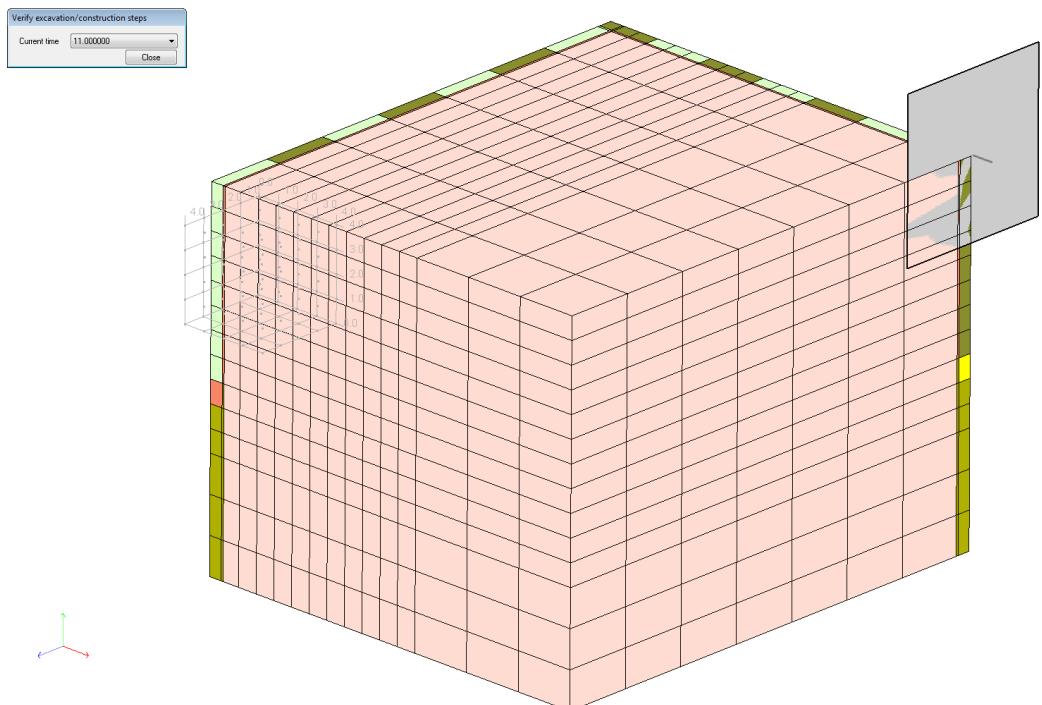


Рис. 3.42. Разработка четных захваток траншеи под сооружаемую «стену в грунте» под защитой глинистого раствора (замена грунта «стены в грунте» на глинистый раствор и замена грунта в зоне ослабления)

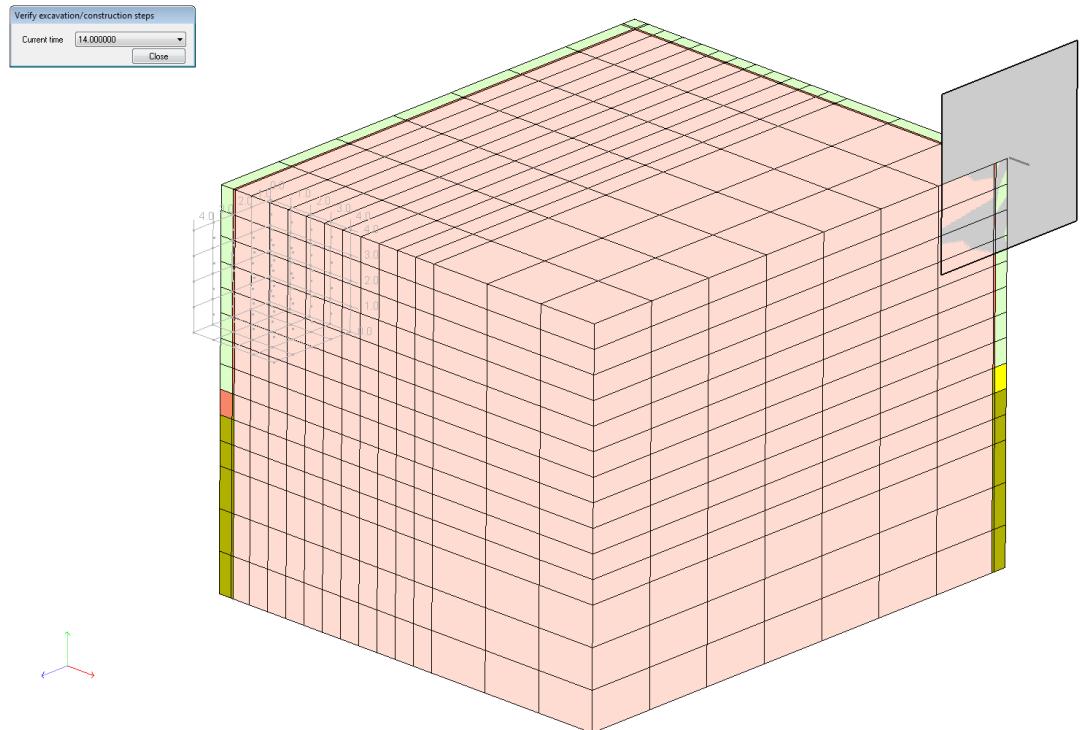


Рис. 3.43. Бетонирование четных захваток «стены в грунте» снизу вверх (замена глинистого раствора на бетон)

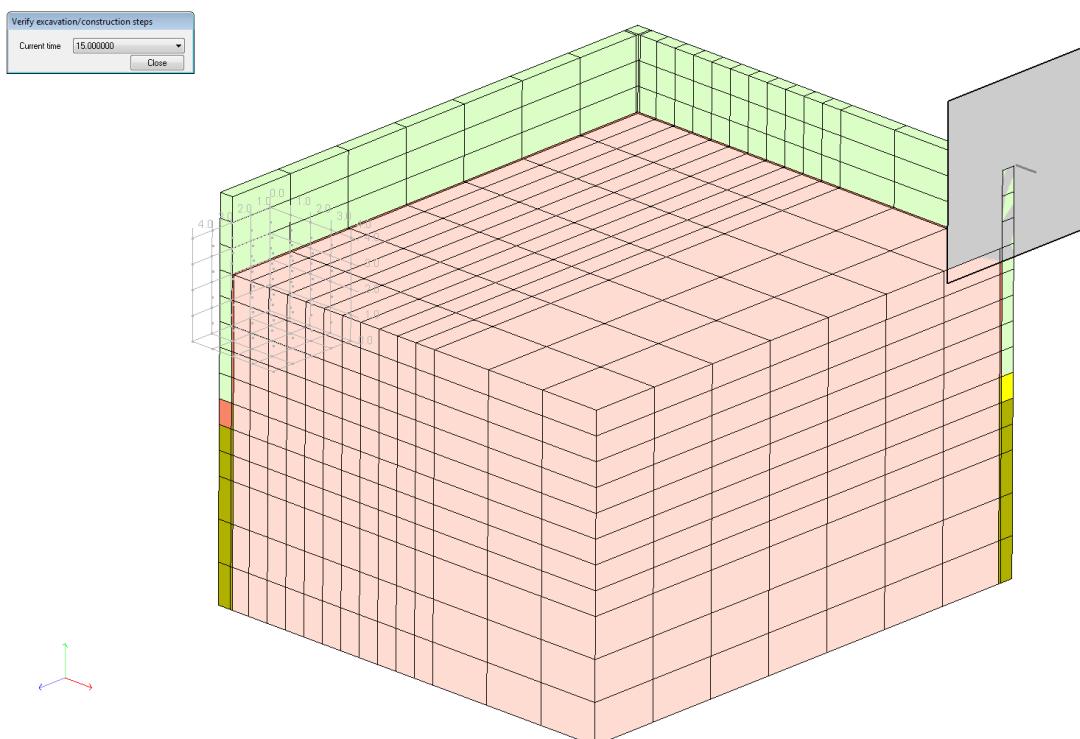


Рис. 3.44. Разработка первого яруса котлована

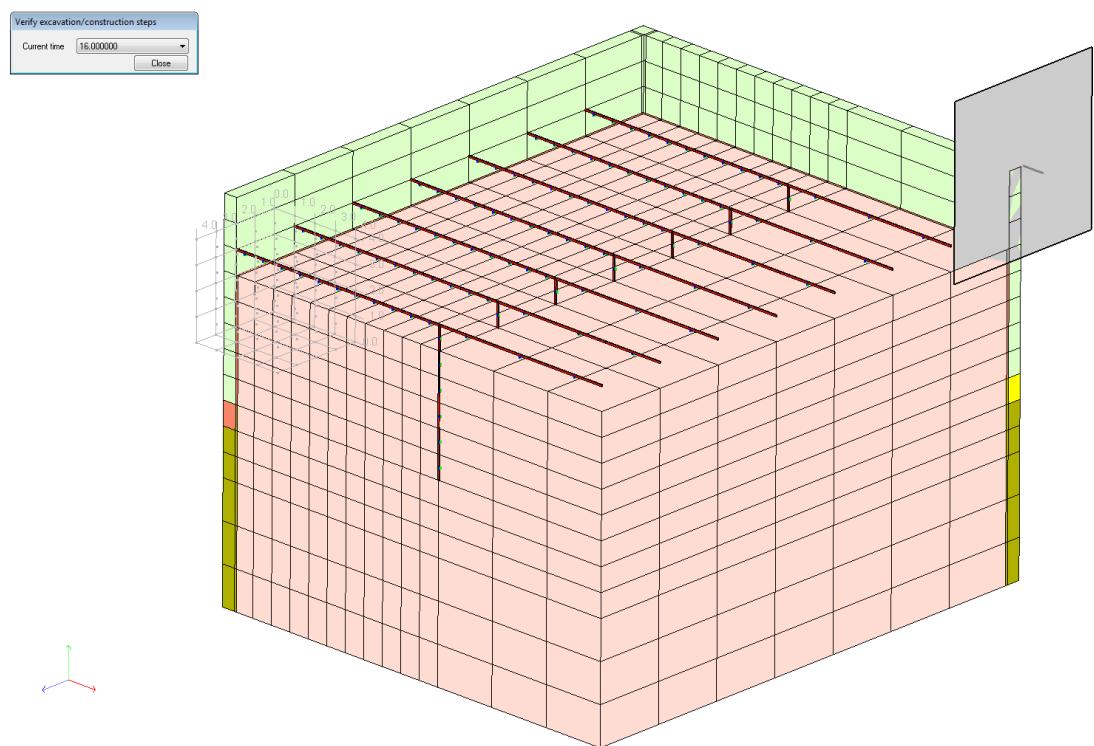


Рис. 3.45. Монтаж распорных конструкций

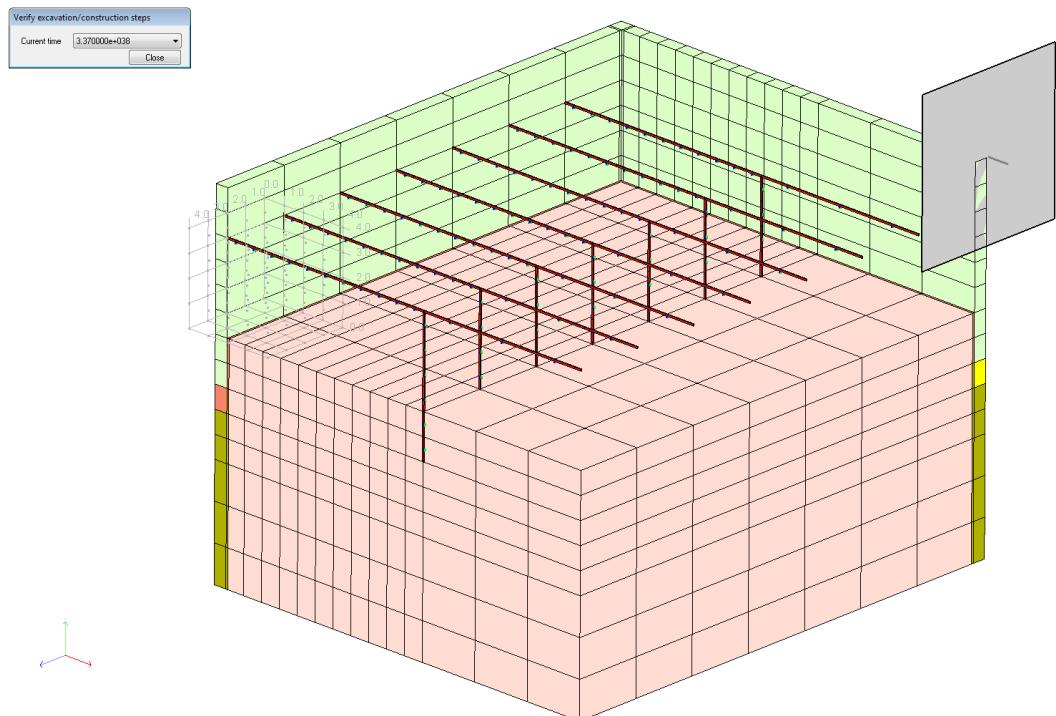


Рис. 3.46. Разработка котлована до проектной отметки

## ***Вторая расчётная модель – модель Кулона - Мора.***

Поведение грунта под нагрузкой описывалось моделью Кулона – Мора с использованием параметров модели, приведённых в табл. 3.8 и 3.10 (рис. 3.47).

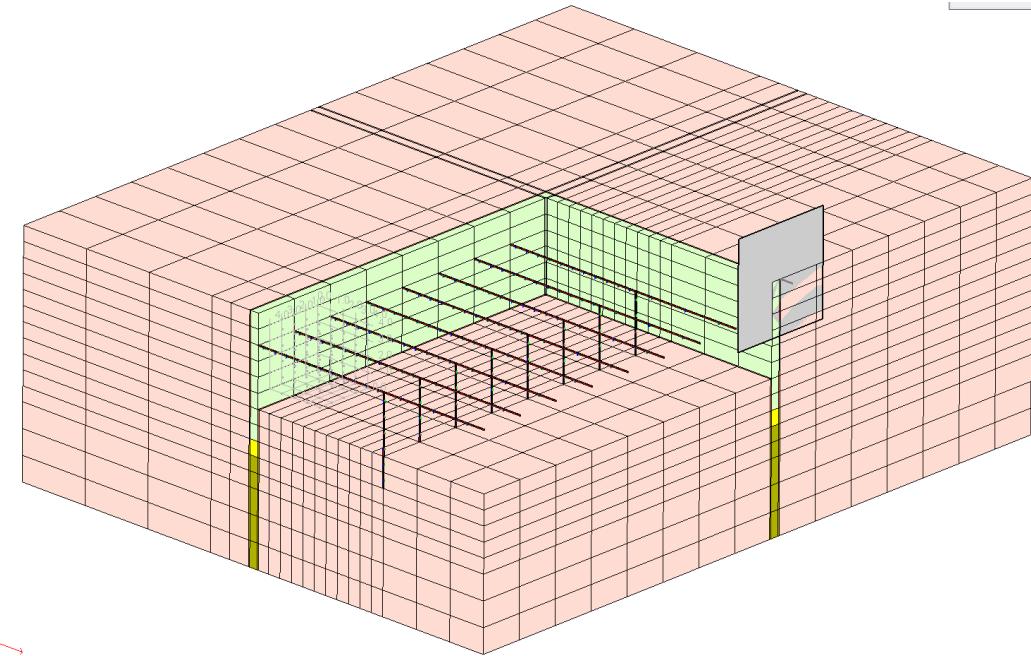


Рис. 3.47. Расчетная схема на момент откопки котлована до проектной отметки

## ***Третья расчётная модель – усовершенствованная задача с моделированием разрыхления верхних слоев грунта.***

Поведение грунта под нагрузкой описывалось моделью упрочняющегося грунта «Hardening Soil Model» по аналогии с первой задачей.

Разрыхление слоя грунта, подстилающего вынимаемый массив, моделируется с помощью функции разгружения, в определенный этап расчета снижающей значения удельного веса грунта на коэффициент 0,5 (0,33 для разрыхления верхнего слоя при откопке котлована до проектной отметки), угла внутреннего трения на коэффициент 0,003 и сцепления грунта на коэффициент 0,091 (рис. 3.48, 3.49).

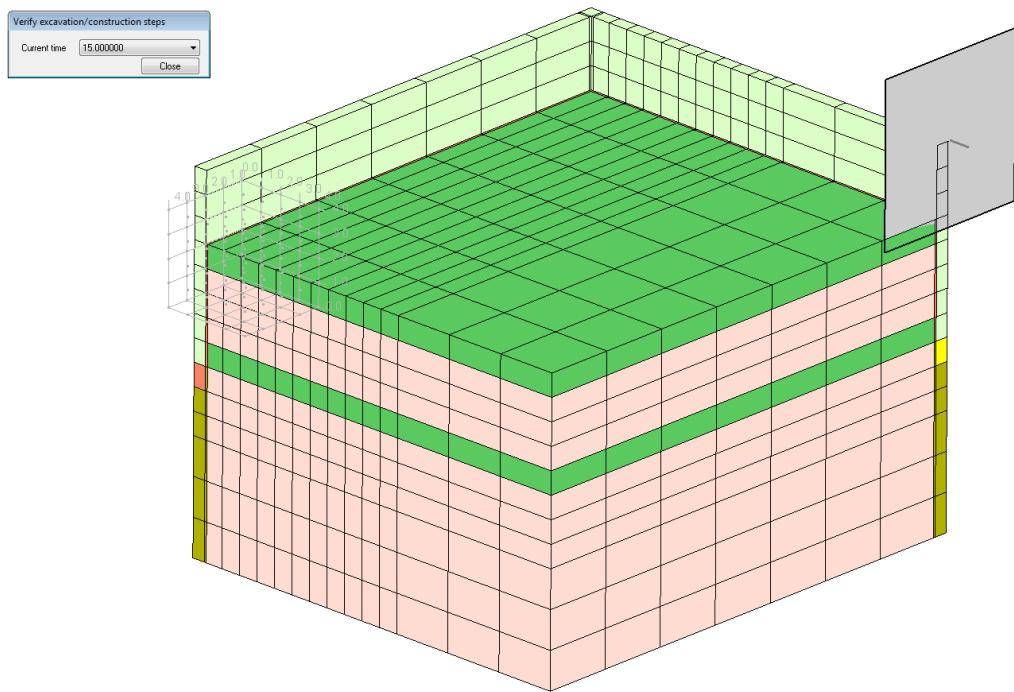


Рис. 3.48. Расчетная схема на момент откопки верхнего яруса грунта

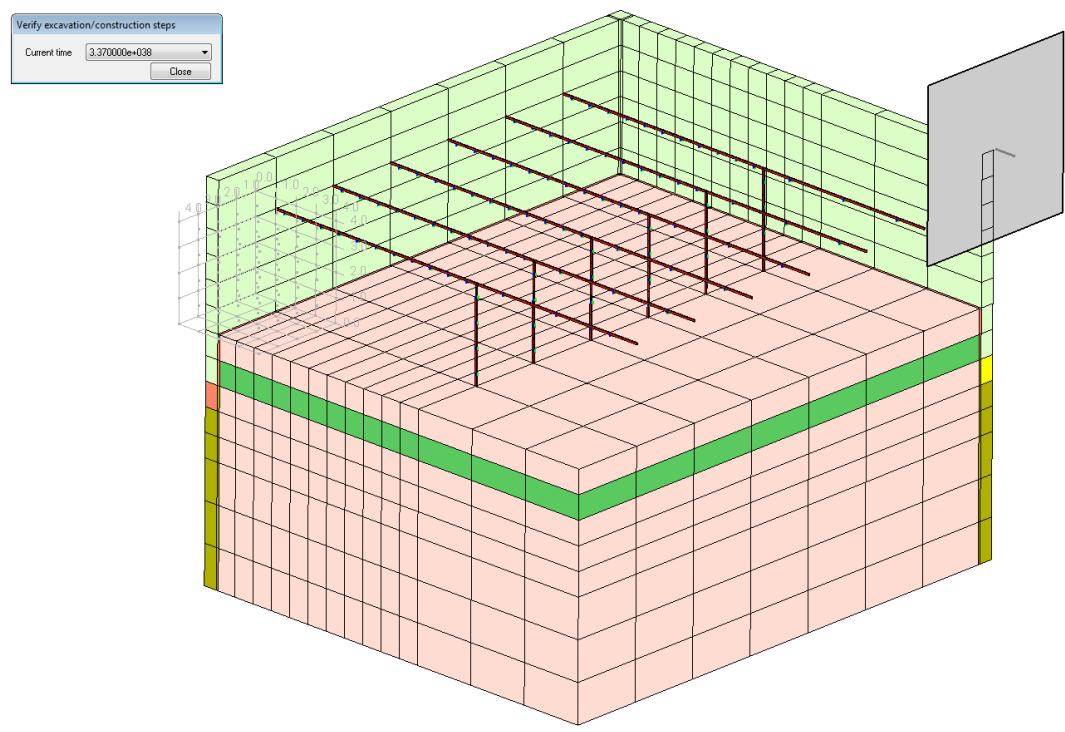


Рис. 3.49. Расчетная схема на момент разработки грунта до проектной отметки

Всего было выполнено 48 численных экспериментов в результате которых получены картины деформаций грунтового массива.

Ниже, на рис. 3.40... 3.55 в качестве примера приведены результаты расчётов для котлована глубиной 9 м с двумя рядами распорных креплений.

Результаты расчетов (перемещения и напряжения) приведены в Приложении 5. Перемещения приведены для узлов, расположенных на границе ослабленной зоны грунта и на расстоянии 1 м от границы «стены в грунте».

### **Анализ результатов математического моделирования и их сопоставление с натурными данными**

На рис. 3.56 приводится сопоставление результатов расчётов для всех 3-х моделей (без учёта горно-геологических условий) с экспериментальными данными, приведёнными в Главах 1 и 3.

Проведём сопоставление полученных функций для расчётных моделей и экспериментальных данных путем вычисления коэффициента корреляции Пирсона. Его истинная величина в популяции (генеральный коэффициент корреляции) оценивается в выборке как выборочный коэффициент корреляции, которую обычно получают в результатах компьютерного расчета.

Выборочный коэффициент корреляции  $r$  определяется как:

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (x - \bar{x})(y - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x - \bar{x})^2 (y - \bar{y})^2}}, \quad (3.26)$$

где  $\bar{x}$ ,  $\bar{y}$  - выборочные средние, определяющиеся следующим образом:

$$\begin{aligned}\bar{x} &= \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \\ \bar{y} &= \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i\end{aligned} \quad (3.27)$$

Результаты вычислений приведены в Приложении 6.

## Модель упрочняющегося грунта.

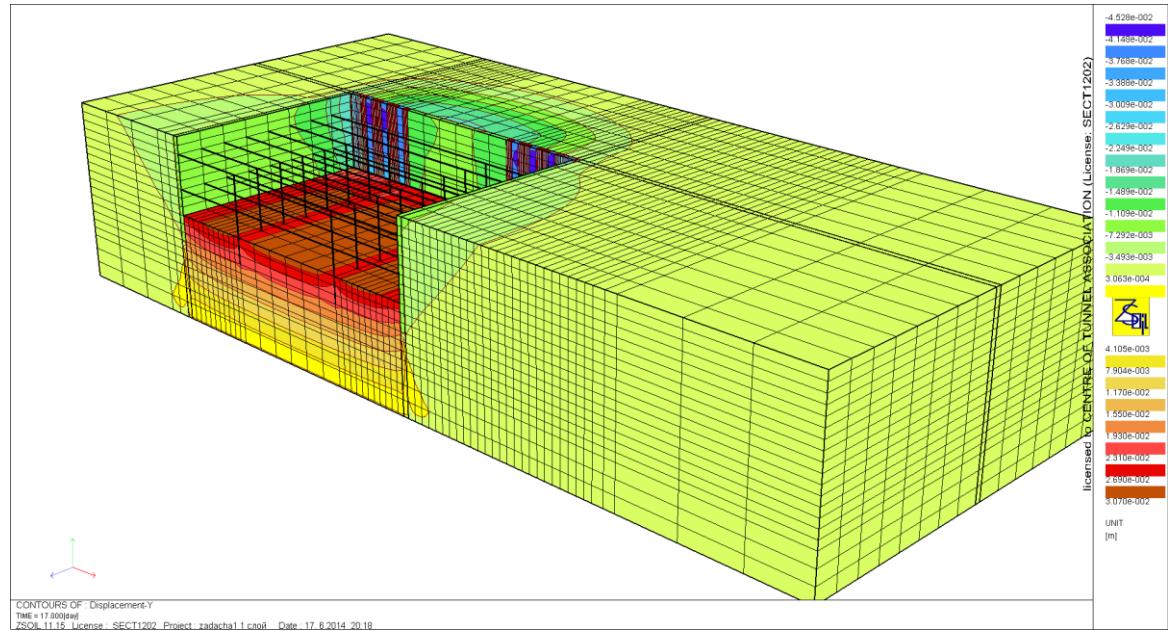


Рис. 3.50. Вертикальные деформации на момент разработки котлована до проектной отметки.

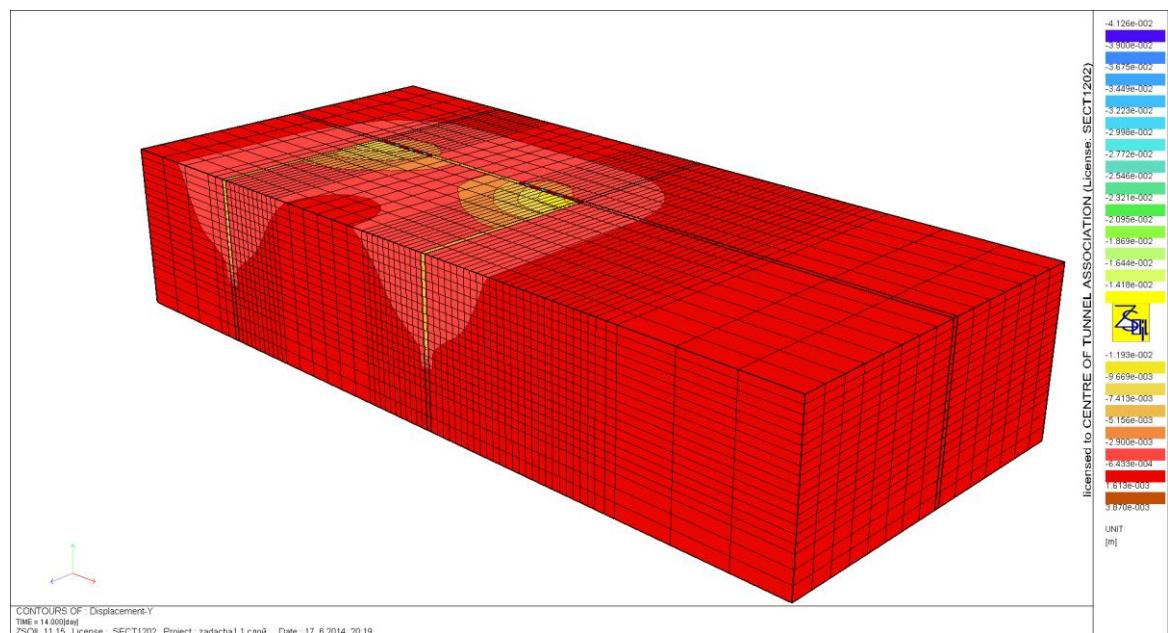


Рис. 3.51. Вертикальные деформации на момент устройства «стены в грунте».

## Упругая задача.

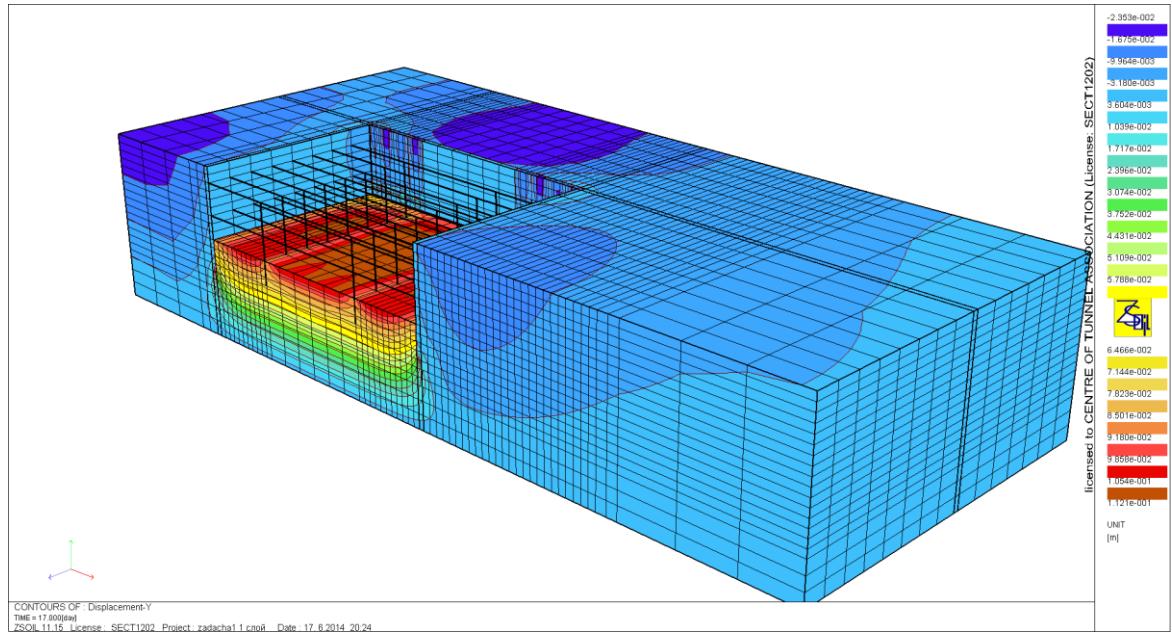


Рис. 3.52. Вертикальные деформации на момент разработки котлована до проектной отметки.

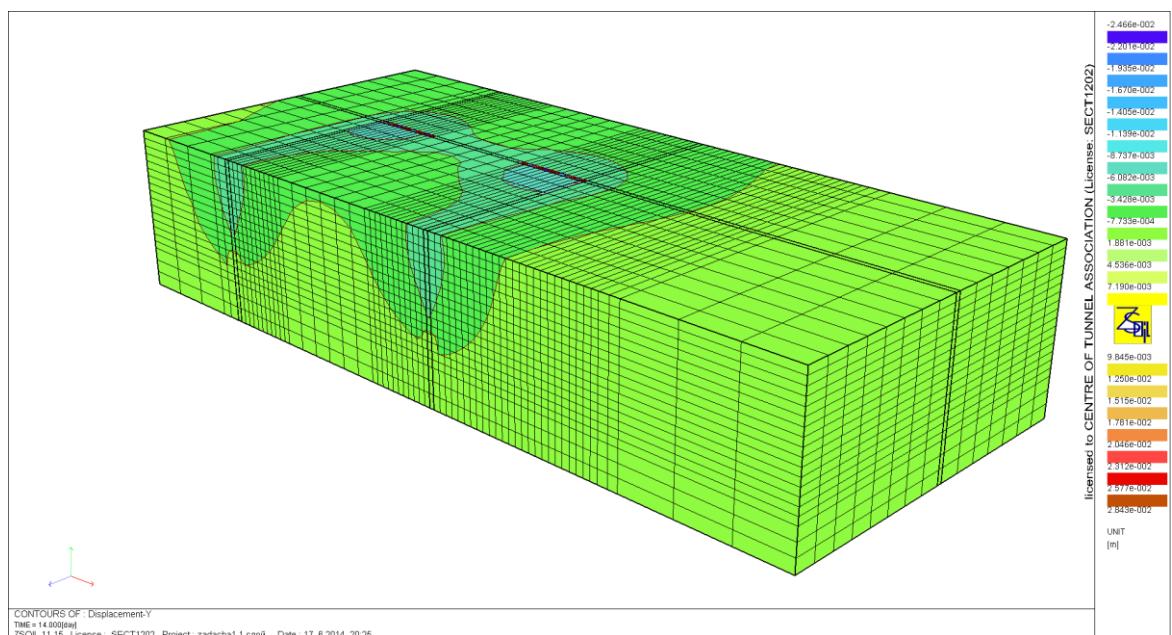


Рис. 3.53. Вертикальные деформации на момент устройства «стены в грунте».

**Расчётная модель с моделированием разрыхления верхних слоев грунта (усовершенствованная задача).**

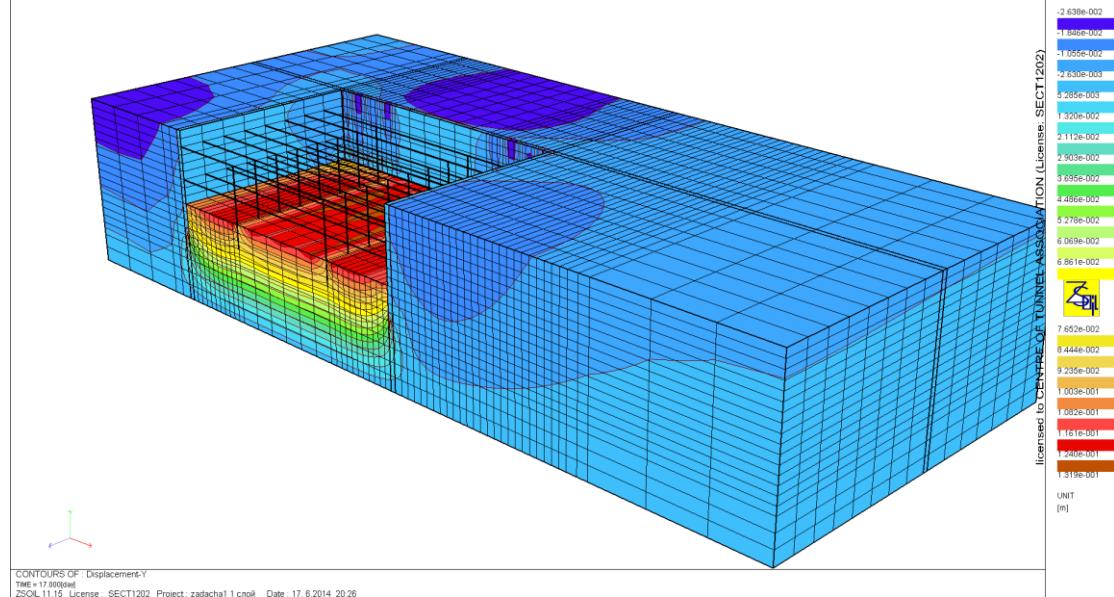


Рис. 3.54. Вертикальные деформации на момент разработки котлована до проектной отметки.

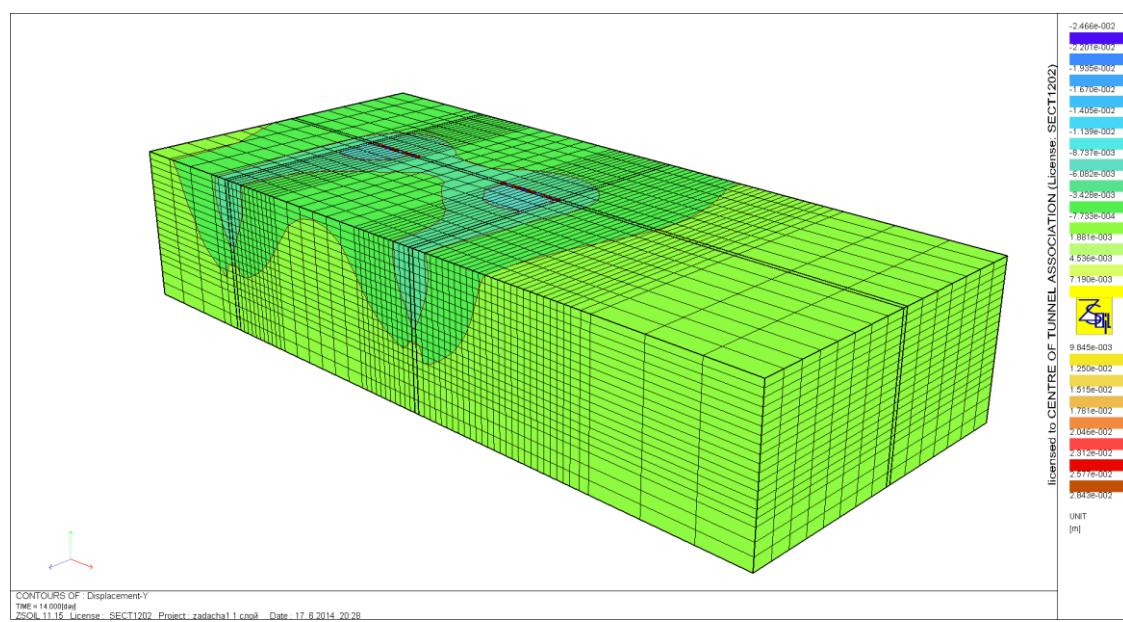


Рис. 3.55. Вертикальные деформации на момент устройства «стены в грунте».

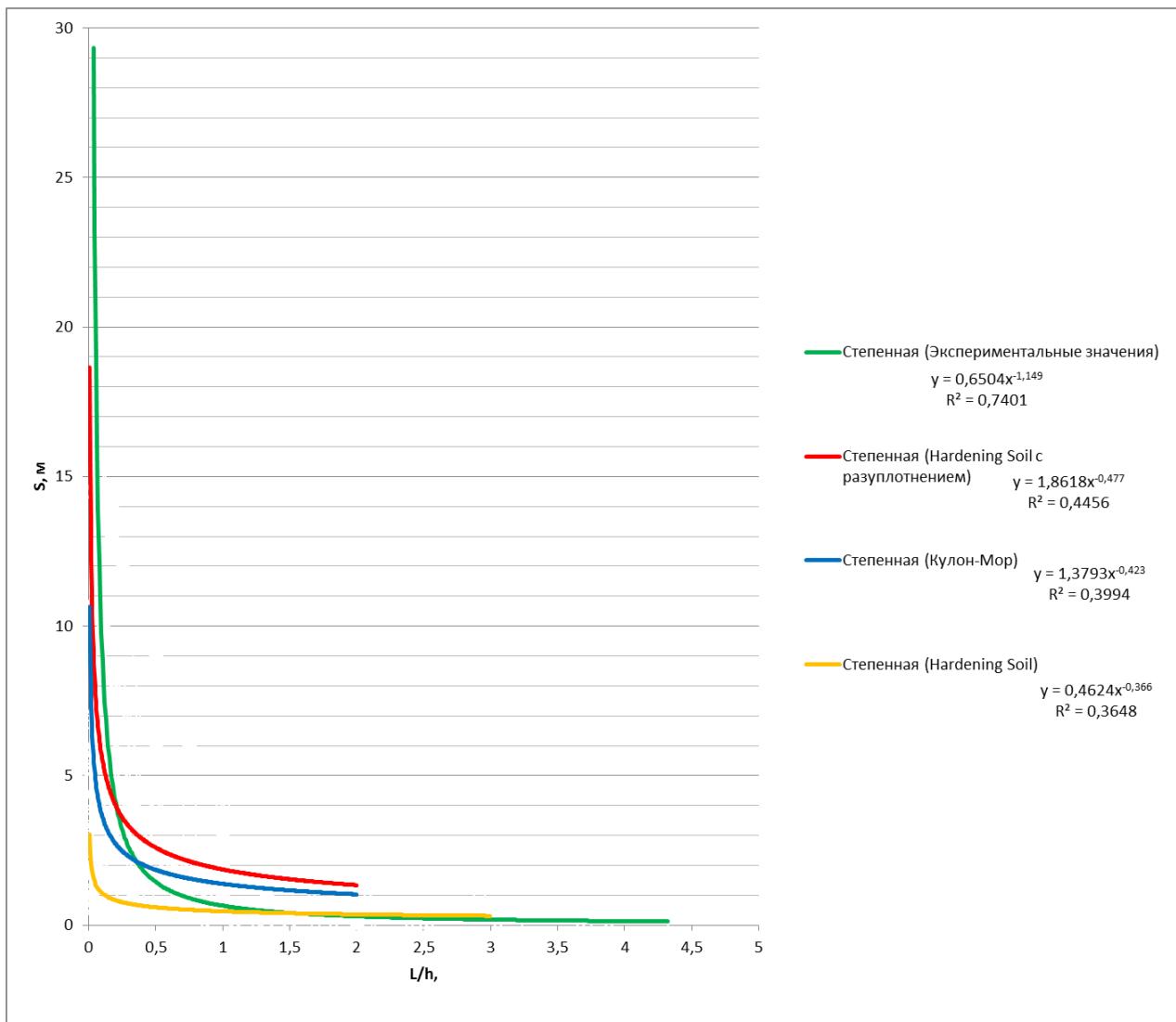


Рис. 3.56. Сопоставление результатов численного моделирования технологических деформаций при устройстве «стены в грунте» траншейного типа с данными натуальных исследований

Максимальный для трёх моделей выборочный коэффициент корреляции равен 0,91202, что соответствует сопоставлению полученных расчетным путем по модели 3 и результатов натурных наблюдений технологических осадок на 91%.

Это говорит о том, что усовершенствованная расчетная модель грунта с разрыхляемым верхним слоем выбрана и усовершенствована достаточно верно. Данная модель позволяет получать максимально вероятные значения технологических осадок поверхности грунта за пределами «стены в грунте» и может быть использована для их прогнозирования.

В таблицах 3.11... 3.14 приведены технологические осадки поверхности, рассчитанные по усовершенствованной задаче в следующих точках: на границе зоны ослабленного грунта, на расстояниях 1 м, 2 м, 3 м, 6 м и 12 м от границы «стены в грунте», на момент окончания ее изготовления с учётом принятых в табл. 3.8 типов грунта и типов котлованов, принятых в табл. 3.10.

Табл. 3.11.  
**Перемещения точек на поверхности для котлована глубиной 6 м  
(тип 1), мм**

Расстояние, м	0,1	1	2	3	6	9	12
Глина	2,6	2,3	1,97	1,63	0,83	0,37	0,14
Суглинок	3,3	3	2,53	2,1	1,06	0,47	0,18
Супесь	5,3	4,85	4,17	3,44	1,63	0,67	0,22
Песок	6,81	6,08	5,05	4,07	1,8	0,7	0,24

Табл. 3.12.  
**Перемещения точек на поверхности для котлована глубиной 9 м с одним  
ярусом распорных креплений (тип 2), мм**

Расстояние, м	0,1	1	2	3	6	9	12
Глина	4,2	3,9	3,48	3,09	2,05	1,28	0,77
Суглинок	5,6	5,3	4,72	4,18	2,71	1,64	0,97
Супесь	9,2	8,7	7,9	7	4,35	2,38	1,19
Песок	10,6	9,8	8,72	7,57	4,6	2,56	1,29

Табл. 3.13.  
**Перемещения точек на поверхности для котлована глубиной 9 м с  
двумя ярусами распорных креплений (тип 3), мм**

Расстояние, м	0,1	1	2	3	6	9	12
Глина	4,2	3,89	3,48	3,1	2,05	1,28	0,77
Суглинок	5,63	5,25	4,72	4,18	2,72	1,65	0,95
Супесь	9,23	8,67	7,88	7	4,36	2,38	1,2
Песок	10,58	9,82	8,72	7,58	4,61	2,57	1,3

Табл. 3.14.  
**Перемещения точек на поверхности для котлована глубиной 12 м  
(тип 4), мм**

Расстояние, м	0,1	1	2	3	6	9	12	15
Глина	9,4	8,34	7,41	6,56	4,46	2,94	1,91	1,22
Суглинок	9,6	9,11	8,45	7,77	5,77	4,08	2,79	1,86
Супесь	14,5	13,8	12,8	11,8	8,6	5,8	3,7	2,3
Песок	16	15,1	13,8	12,46	8,83	5,96	3,91	2,46

В табл. 3.15 приводится сопоставление расчётных данных с рекомендациями по определению технологических деформаций СП 248.1325800.2016 [167] из которого видно, что технологические деформации при устройстве «стены в грунте» траншейного типа для песчаных грунтов, в зависимости от принятой расчётной модели, составляют от 15 до 37% от прогнозируемого расчётного значения деформации при откопке котлована, а для глинистых грунтов – от 20 до 50 %, что ближе к результатам исследований [135], указывающим на величину технологической составляющая осадки до 40% от итоговой, чем рекомендации СП 248.1325800.2016.

Табл. 3.15

**Сопоставление технологических деформаций при открытом способе работ по результатам выполненных расчётов и [167]**

Тип ограждения котлована	Тип грунта	Значение технологической осадки, % прогнозируемой			
		Рекомендуемое [СП 248.1325800.2016]	Расчётное		
			«HardeningSoil Model»	Упругая задача	Усовершенствованная задача
Стена в грунте	Песчаный	5-15	37	26	15
	Глинистый	5-10	50	44	20

Вернёмся к вопросу о влиянии грунтовых условий на величину технологических осадок при устройстве «стены в грунте» траншейного типа.

На рис. 3.57... 3.60 представлены графические зависимости технологической осадки  $s$  от соотношения  $L/h$ , а на рис 3.61... 3.64 они обобщены по типам грунта, построена аппроксимированная линия тренда и приведена функция аппроксимирующей кривой. Приведённые графические зависимости показывают, что, как и можно было ожидать, максимальная технологическая осадка возникает при устройстве ограждения котлована в песчаных грунтах и её абсолютное значение до 2,5 раз превышает аналогичную величину в глинах. Для оценки абсолютных значений осадок можно воспользоваться аппроксимирующими функциями:

- для песков:

$$S_{adt,s} = 0.0045t^L/h^{-0.47}, \quad (3.28)$$

- для супесей:

$$S_{adt,sl} = 0.004t^L/h^{-0.45}, \quad (3.29)$$

- для суглинков:

$$S_{adt,l} = 0.0029t^L/h^{-0.42}, \quad (3.30)$$

- для глин:

$$S_{adt,c} = 0.0022t^L/h^{-0.43}. \quad (3.31)$$

где  $t$  – толщина «стены в грунте», мм,  $L$  – расстояние от края фундамента до края «стены в грунте»,  $h$  – глубина котлована

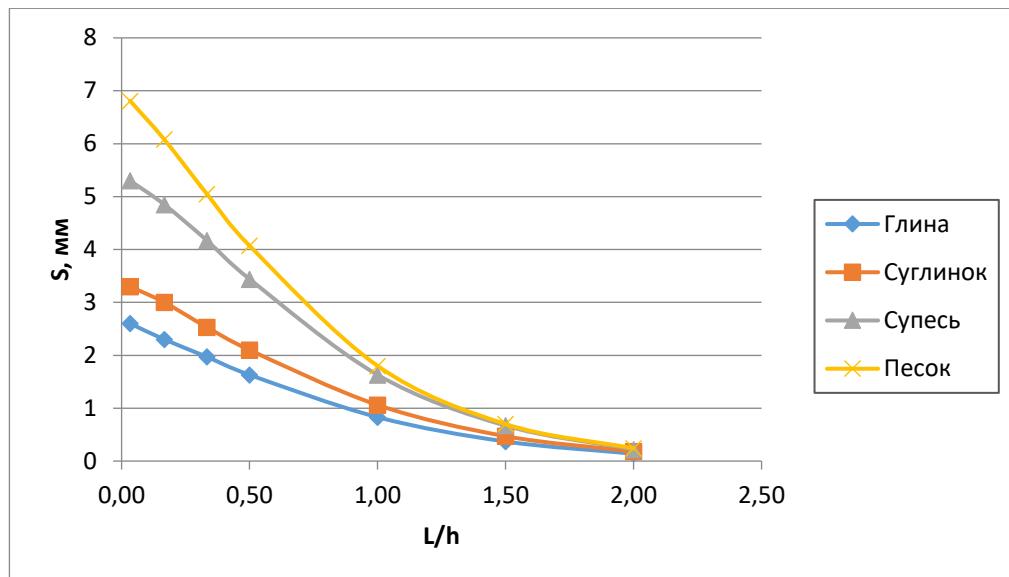


Рис. 3.57. График зависимостей технологических осадок от соотношения расстояния точки измерения до «стены в грунте» к глубине для котлована 6м.

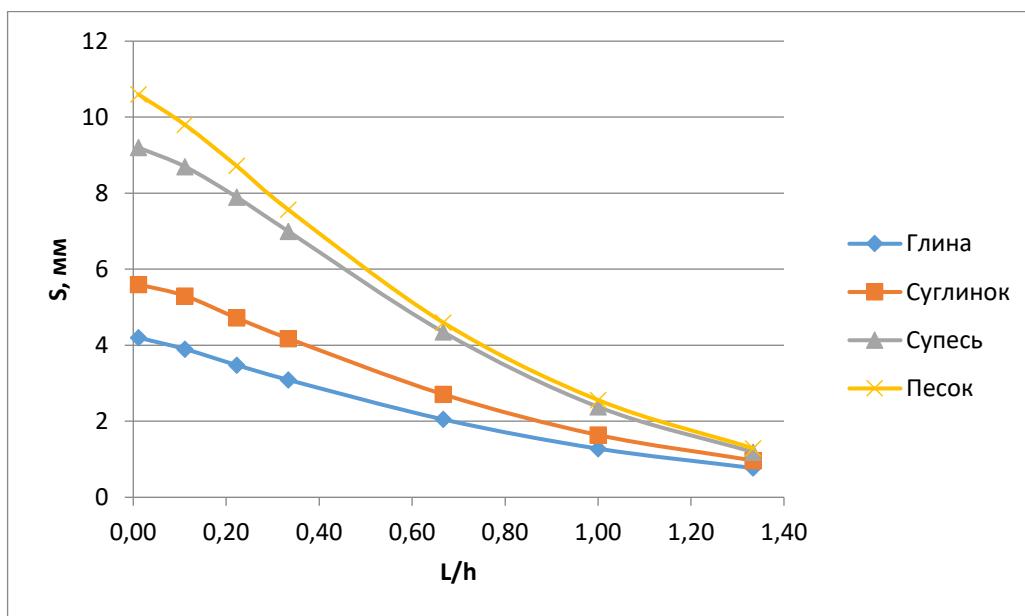


Рис. 3.58. График зависимостей технологических осадок от соотношения расстояния точки измерения до «стены в грунте» к глубине для котлована 9 м с одним ярусом распорных креплений.

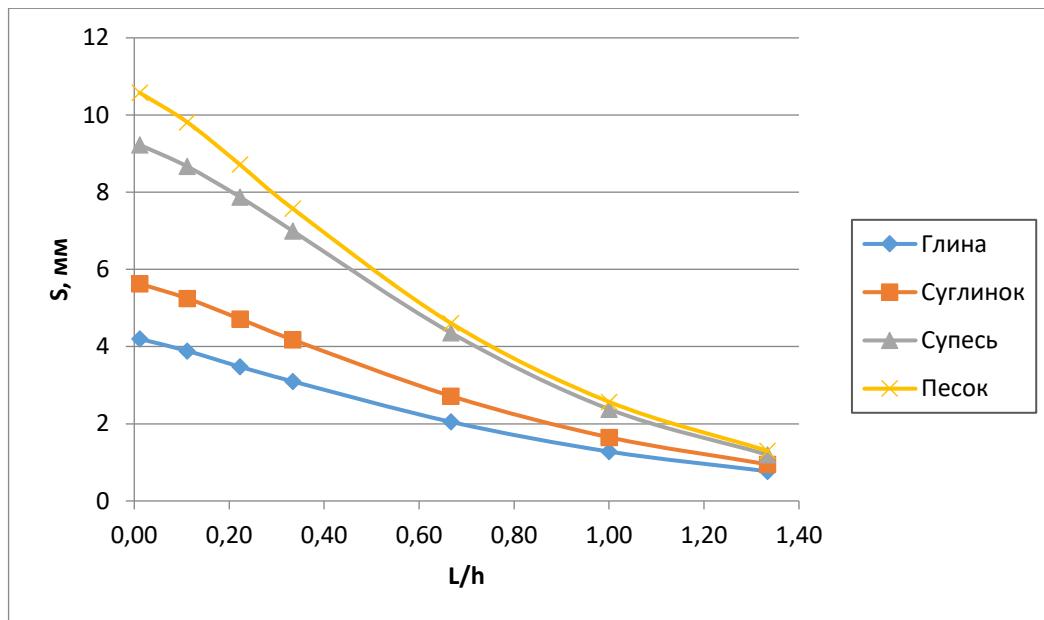


Рис. 3.59. График зависимостей технологических осадок от соотношения расстояния точки измерения до «стены в грунте» к глубине для котлована 9 м с двумя ярусами распорных креплений.

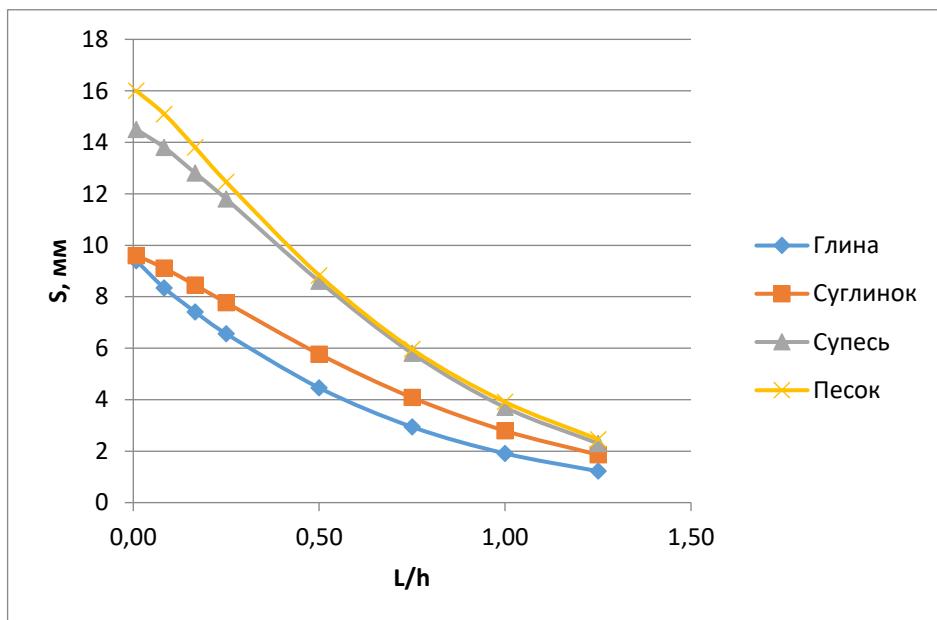


Рис. 3.50. График зависимостей технологических осадок от соотношения расстояния точки измерения до «стены в грунте» к глубине для котлована 12 м.

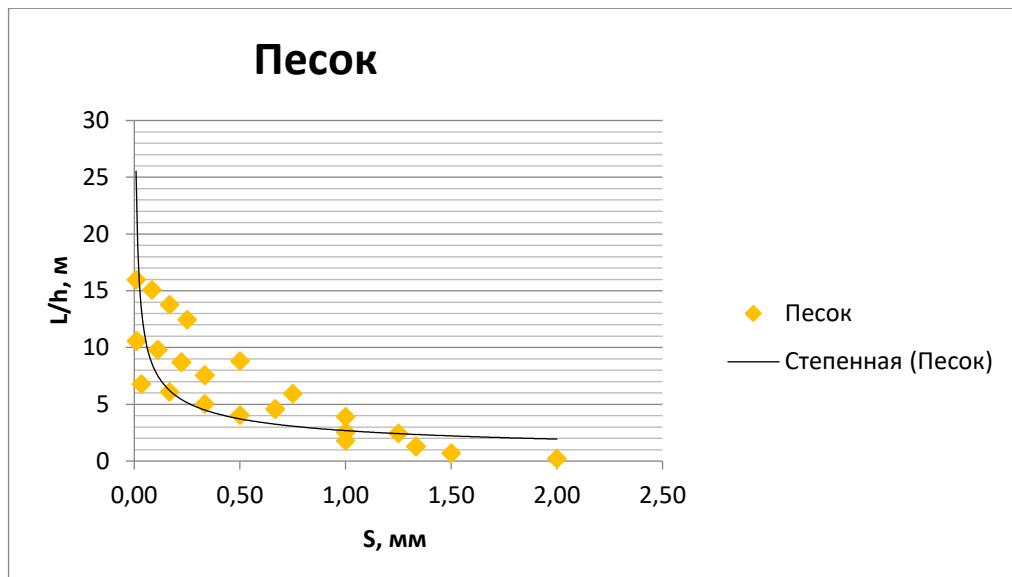


Рис. 3.61. График зависимостей технологических осадок от соотношения расстояния точки измерения до «стены в грунте» к глубине для песка.

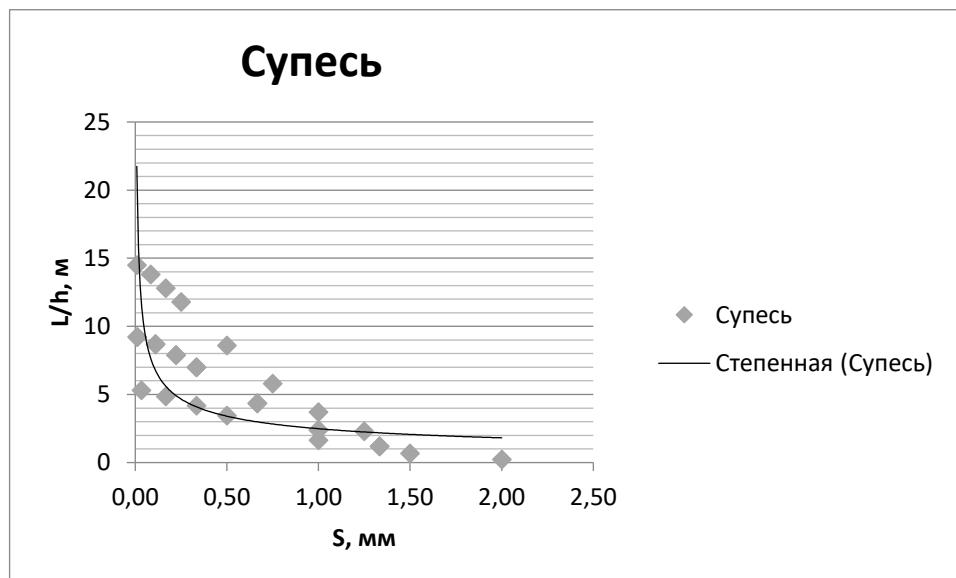


Рис. 3.62. График зависимостей технологических осадок от соотношения расстояния точки измерения до «стены в грунте» к глубине для супеси.

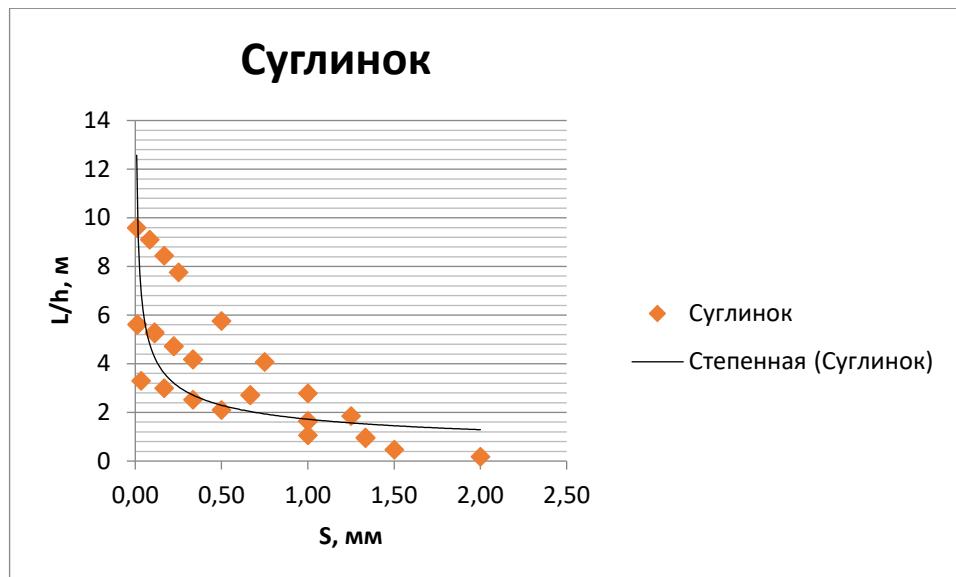


Рис. 3.63. График зависимостей технологических осадок от соотношения расстояния точки измерения до «стены в грунте» к глубине для суглинка.

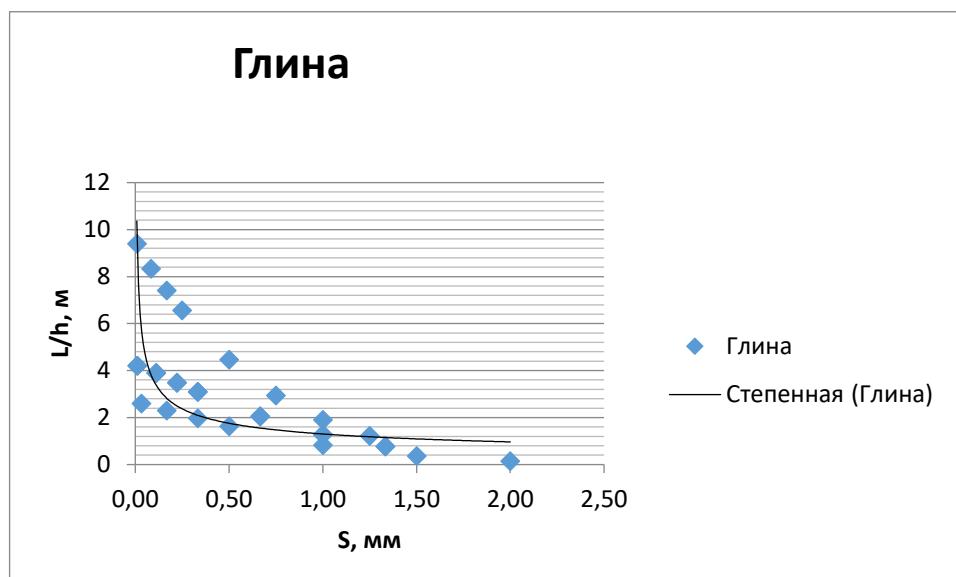


Рис. 3.64. График зависимостей технологических осадок от соотношения расстояния точки измерения до «стены в грунте» к глубине для глины.

## **Выводы по III главе**

На основе исследований, выполненных автором в области разработки методических основ (методик) информационно-аналитической системы управления процессом строительства промышленных объектов в условиях плотной городской застройки выявлено, что:

1. Основные методологические особенности обоснования целевых индикаторов качества ведения подземных работ в условиях природно-техногенной среды при подземном строительстве должны базироваться на анализе результатов геотехнического мониторинга, который показывает, что применение любых технологий подземного строительства в условиях плотной городской застройки приводит к возникновению «технологических деформаций» существующих зданий, оказывающих наиболее существенное влияние (от 40 до 90%) на безопасность существующей застройки в процессе нового строительства. Поэтому для обеспечения обратной связи между контролем качества подземного строительства и безопасностью окружающей застройки предлагается под термином «технологические деформации» понимать деформации оснований, фундаментов и конструкций зданий от воздействий технологического характера в процессе строительства.

2. Технологические деформации являются функцией 3-х групп факторов: внешних, проектных и технологических. К внешним факторам относятся горно-геологические и гидрогеологические условия участка строительства, а также напряжённо-деформированное состояние грунтового массива. Проектные факторы включают в себя объёмно-планировочные и конструктивные параметры возводимого сооружения, оказывающие влияние на технологию производства работ. Технологические факторы определяются характеристиками и технологическими особенностями применяемого оборудования, технологическими параметрами производства работ и контролем качества их выполнения.

3. В рамках методологического обеспечения системы комплексного планирования реализации стратегий подземного строительства в условиях плотной городской застройки с использованием процедуры математического моделирования и модельных исследований технологических деформаций при открытом способе ведения работ установлено, что повышение эффективности организации производства возможно в условиях использования расчётно-эмпирического метода прогнозирования технологических деформаций при открытом способе работ, которые вызваны воздействиями технологического характера при ведении горно-строительных работ. Установлена функциональная зависимость технологических деформаций от проектных и технологических факторов, являющихся функциями 9-ти типов параметров. Анализ результатов мониторинга за технологическими деформациями зданий при ведении геотехнических работ, показал, что применение прогрессивных технологий 2 и 3 классов минимизирует осадки существующих зданий до 50% по сравнению с другими способами производства работ.

4. Основные недостатки существующих базовых строительных технологий подземных сооружений в открытых котлованах на основе натурных наблюдений в системе комплексного планирования стратегий их реализации в настоящее время сводятся к следующим:

- в среднем технологическая осадка существующих зданий при устройстве ограждающих конструкций котлованов глубиной менее 12 м составляет 43%, а при усилении фундаментов существующих зданий 48% от предельно допустимой осадки здания;
- при устройстве «стены в грунте» траншейного типа для котлованов глубиной от 12,5 до 34,8 м, вне зависимости от типа грунтовых условий, в среднем технологическая осадка существующих зданий составляет 32% от расчётной, что превышает рекомендации норм [СП 248.1325800.2016].
- существующие эмпирические зависимости технологических осадок от глубины котлована и расстояния расстояние от края фундамента до края ограждающей конструкции при устройстве «стены в грунте» траншейного

типа и погружении металлических труб в горно-геологических условиях г. Москвы позволяют прогнозировать технологические деформации с точностью порядка 75% и не позволяют учесть в расчёте горно-геологические условия конкретной строительной площадки, поэтому для повышения точности расчётов необходимо провести модельные исследования для различных типов грунтовых условий г. Москвы в рамках 95% «удовлетворительной» сходимости.

5. Основные причины расхождения результатов математического моделирования с использованием зарубежных программных комплексов коммерческого назначения типа PLAXIS, MIDAS, Z\_Soil и др. с натурными данными обусловлены следующими составляющими: недостаточность данных об горно-геологическом строении массива, несоответствие реальному поведению грунта под нагрузкой применяемых в этих программных комплексах расчётных моделей (Кулона-Мора, шатровые модели «Cam Clay», различные вариации «упрочняющейся» модели «Hardening Soil Model»), взаимовлияние выбора расчётной схемы на конечный результат расчётов. Сопоставление результатов расчётов по 2-х и 3- мерной расчётной схемам показало, что: расчётная зона влияния строительства при решении задачи в плоской постановке примерно в 1,3 – 1,5 раза больше, чем в трёхмерной, расчётные осадки здания при математическом моделировании плоской задачи в 3,3 раза больше, полученных при трёхмерном моделировании, и в 3,44 раза больше фактически замеренной величины, расчётные осадки здания при использовании пространственной расчётной схемы примерно на 4% превышают фактически замеренную величину.

6. В результате проведенных модельных исследований методом конечных элементов с использованием программного комплекса Z\_Soil 3D v.11.15 была повышена надежность, объективность и достоверность целевых индикаторов качества ведения строительных работ в рамках разработки методических основ (методик) информационно-аналитической системы управления процессом строительства промышленных объектов в условиях

плотной городской застройки. Моделировались 4 типа грунтовых условий и 4 типа котлованов глубиной от 6 до 12 м с ограждением типа «стена в грунте» траншейного типа толщиной 600 мм с 1-м и 2-мя ярусами распорок. Рассматривалось 3 типа расчётных моделей поведения грунта под нагрузкой: модель Кулона – Мора, модель упрочняющегося грунта «Hardening Soil Model» и усовершенствованная задача с моделированием разрыхления верхних слоев грунта в котловане.

Максимальный для трёх моделей выборочный коэффициент корреляции равен 0,91202, что соответствует сходимости полученных расчетным путем по усовершенствованной задаче с моделированием разрыхления верхних слоев грунта в котловане, и результатов натурных наблюдений технологических осадок на 91%.

Сопоставление расчётных данных с рекомендациями по определению технологических деформаций СП 248.1325800.2016 показало, что технологические деформации при устройстве «стены в грунте» траншейного типа для песчаных грунтов, в зависимости от принятой расчётной модели, составляют от 15 до 37% от прогнозируемого расчётного значения деформации при откопке котлована, а для глинистых грунтов – от 20 до 50 %, что от 2 до 10 раз превышает значения, рекомендуемые СП 248.1325800.2016.

Максимальная технологическая осадка возникает при устройстве стены в грунте» траншейного типа в песчаных грунтах и её абсолютное значение до 2,5 раз превышает аналогичную величину в глинах.

При закрытом способе строительства технологическая составляющая от общей величины замеренной осадки составляет порядка 90%. Поэтому необходимо провести аналогичные исследования для проходки тоннелей с использованием механизированных ТПМК с активным пригрузом забоя, наиболее часто используемых в условиях плотной городской застройки.

## **Глава 4**

### **РАЗРАБОТКА ОРГАНИЗАЦИОННО-УПРАВЛЕНЧЕСКОГО МЕХАНИЗМА РЕАЛИЗАЦИИ И ВНЕДРЕНИЯ ИННОВАЦИОННЫХ ТЕХНИКО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ РЕШЕНИЙ В ОБЛАСТИ ПОДЗЕМНОГО ГОРОДСКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА С УЧЕТОМ МИНИМИЗАЦИИ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ РИСКОВ И ИНТЕРАКТИВНОГО УПРАВЛЕНИЯ ПАРАМЕТРАМИ ТЕХНОЛОГИЙ ГОРНО-СТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ**

#### **4.1 Инновационные технико-технологические решения в области подземного городского строительства**

Все виды горных производств основаны на использовании подземных строительных технологий и имеют довольно сложную и многоступенчатую иерархию производственных процессов, что позволяет их отнести к категории *высокотехнологичных*. В этих условиях эффективное управление параметрами технологий горно-строительных работ (*технологический менеджмент*) можно обозначить в виде критического фактора, поскольку стратегия реализации подземных строительных технологий в целом предопределяется в рамках принятия основных управленческих решений и распределения материальных и инвестиционных ресурсов именно *технологической стратегией*.

В качестве основополагающей целевой направленности технологической стратегии заявляется, как правило, *конкурентное технологическое преимущество использования подземных строительных технологий*, которое направлено на достижение конечных целевых производственных и экономических индикаторов с обеспечением должного уровня промышленно-экологической безопасности и геотехнического риска в условиях среды функционирования.

При существующей многовариантности альтернативных подходов к достижению должного уровня конкурентоспособности подземных строительных технологий очень важно использовать комплексный подход к

планированию их реализации в довольно широком спектре горно-геологических и горнотехнических условий, что на основе системного подхода будет способствовать оптимальной интеграции технологической, управленческой, организационной и производственной стратегии в единую целостную систему.

При разработке системы комплексного планирования стратегий реализации подземных строительных технологий, в первую очередь, необходимо идентифицировать комплекс частных технологических задач и соответствующие технологии. На этой стадии проводится рассмотрение всех существующих и инновационных разработок и усовершенствований, используемых технологических производственных процессов, которые содействуют и обеспечивают должную степень реализации стратегии.

Концепция геотехнических систем (ГТС) была разработана в 1960-х годах в институте географии АН СССР применительно к исследованию влияния крупномасштабного гидротехнического строительства на окружающую территорию. Основой её стали слова Г.Ф. Хильми о том, что «начав с преобразования природы, человек перейдет к ее организации и в конце концов будет вынужден создавать принципиально новую биосферу, состоящую из физической среды, населяющих ее организмов и включенных в природу технических устройств, контролирующих физическую среду и в значительной мере ее создающих» [196]. В 1980-х годах появился термин «природно-техническая система», позднее развившийся в «природно-техническую геосистему» (ПТГС) [84].

Составной частью ГТС и, соответственно, ПТГС является технология строительства, как важнейшая часть инженерного воздействия на природную среду. Соответственно, системная методология исследования технологического воздействия на ГТС должна включать в себя изучение следующих процессов:

1. Включение в ГТС объекта подземного строительства.

2. Извлечение из ГТС части компонентов сложившейся среды (откопка грунта в котловане, снос существующих строений и проч.).

3. Изменение сложившихся связей или процессов (барражный эффект в результате устройства ограждения котлована, теплоперенос из эксплуатируемых подземных сооружений в грунтовый массив, откачка грунтовых вод и проч.).

4. Изменение НДС, физико-механических или химических свойств геологической среды.

5. Изменение технического состояния окружающей застройки.

При этом мероприятия по управлению технологической безопасностью подземного строительства должны базироваться на следующих принципах:

- интеграции – комплексного воздействия нового строительства и технологии ведения работ на природно-техническую, социальную, экономическую, экологическую системы;
- превентивности – оценка технологического воздействия должна производиться на стадии проектирования и учитываться при принятии решений. Суть данного принципа заключается в недопущении негативного технологического влияния на ГТС и связанных с ним, технических, социальных и экономических последствий;
- альтернативности, представляющем собой выявление и анализ альтернативных методов строительства, позволяющих минимизировать воздействия на ГТС и остальные системы;
- приоритетности, под которым подразумевается приоритет безопасности строительства над всеми другими факторами;
- достоверности, определяющем контрольные и предельно-допустимые параметры наблюдений;
- совместимости – проектируемое строительство не должно ухудшать качество жизни населения и негативно влиять на сложившуюся ГТС;

- гибкости – система управления технологической безопасностью должна иметь возможность корректировки технологических параметров производства работ на всех стадиях жизненного цикла проекта.

В качестве метода управления технологической безопасностью подземного строительства может использоваться интерактивное управление параметрами технологий горно-строительных работ. В современной науке мониторинг рассматривается «как перспективный метод познавательной практики и опытной науки, ... инструмент для решения конкретных ... задач и управления ситуацией» [189]. При этом в предыдущих главах было наглядно показано, что рассмотрение мониторинга только как средства сбора информации, без её последующего анализа, учёта ранее выполненных исследований и обратной связи с причинами, вызвавшими реакцию объекта мониторинга, крайне ограничивает как само понятие, так и функции мониторинга. В тоже время, используемый в настоящее время термин «геотехнический мониторинг» не подразумевает под собой контроль технологических параметров ведения работ, оказывающих влияние на безопасность ГТС. Однако здесь же прослеживается связь именно с геотехническими работами и предметом «геотехнического мониторинга».

На основании описанных выше принципов предлагается следующий состав работ по интерактивному управлению параметрами технологий горно-строительных работ (рис. 4.1).

Необходимо отметить, что за рубежом подобный комплекс работ выполняется в рамках управления строительными рисками [218], однако применительно к требованиям нормативно-технических документов, действующих на территории РФ, представляется более целесообразным включить работы по управлению технологическими рисками в состав интерактивного управления параметрами технологий горно-строительных работ.

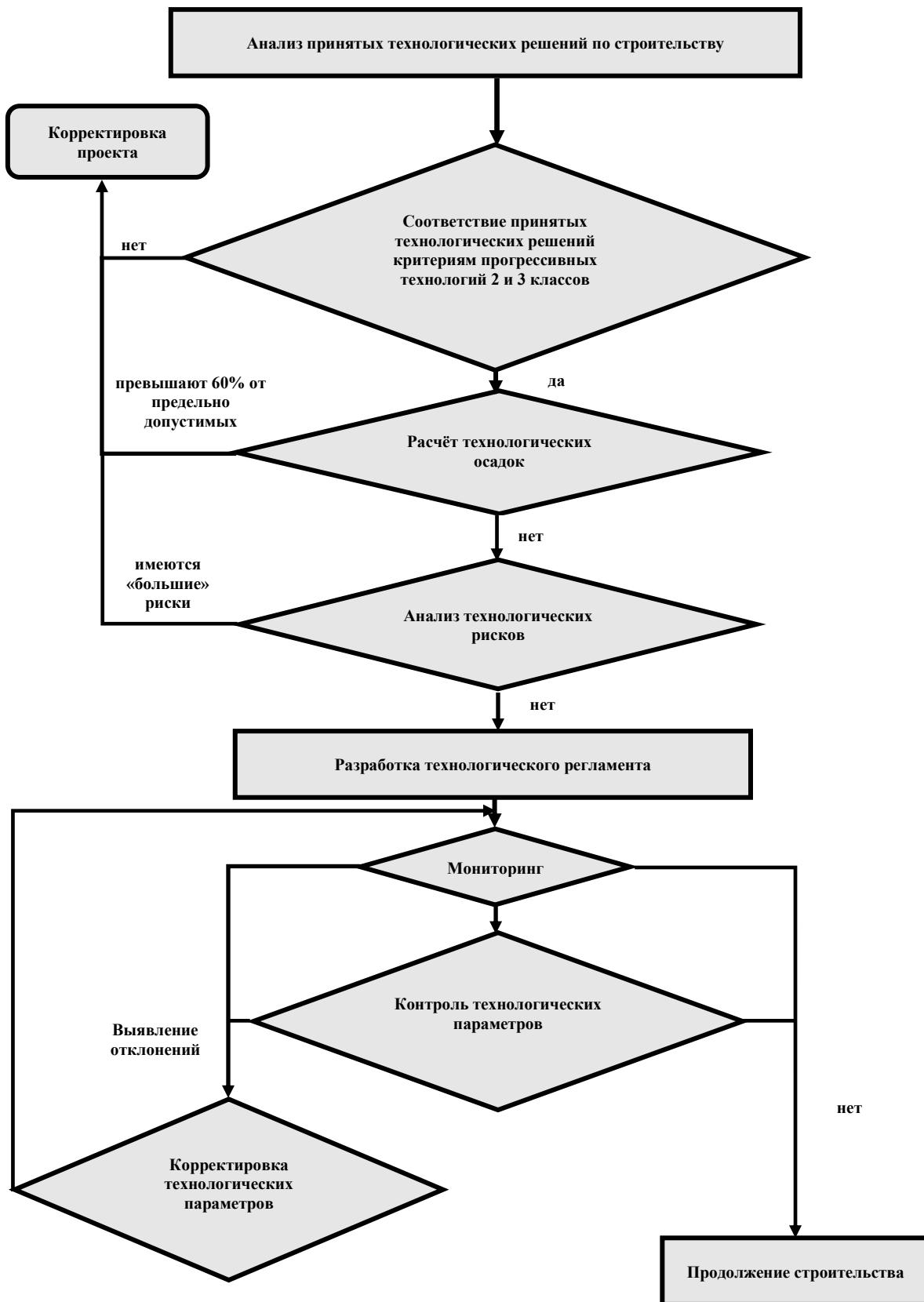


Рис. 4.1. Блок-схема интерактивного управления параметрами геотехнологий

## **Анализ принятых технологических решений по строительству**

На первоначальном этапе рассмотрения проектных решений необходимо проанализировать принятые в проекте технические решение, последовательность выполнения технологических операций, применяемые машины и механизмы с точки зрения безопасности строительства, в нашем случае определяемой предельно-допустимыми деформациями зданий и сооружений, а также влиянием на ГТС в целом.

При выполнении экспертного анализа проектной документации необходимо учитывать:

- горно-геологические и гидрогеологические условия, их степень сложности, полноту и достаточность, материалы ранее выполненных обобщающих исследований применительно к конкретному региону. Например, для условий г. Москвы это могут быть исследования [126... 128];
- сведения о градостроительной освоенности территории;
- материалы обследования технического состояния зданий и сооружений, расположенных в зоне влияния строительства;
- анализ материалов по предыдущему использованию территории, включая исторические сведения, данные о снесенной ранее застройке, грунтах культурного слоя, о имевшем месте ранее строительстве, аварийных ситуациях и их причинах.;
- учёт при проектировании современных конструктивных, технических и технологических решений строительства, применение эффективных и безопасных материалов, строительных машин и эксплуатационного оборудования.

При проведении анализа технологических решений необходимо руководствоваться ранжированием прогрессивных технологий применительно к геотехническим категориям строительства и по возможности исключать из проектных решений применение технологий, не соответствующий критериям прогрессивных технологий подземного строительства 2 и 3 классов.

На этом же этапе необходимо проведение геофизических исследований грунтового массива в пределах габарита конструкций проектируемого объекта подземного строительства или по трассе строящегося тоннеля. Наиболее информативными и оперативными методами исследований являются георадарный и сейсмоакустический, позволяющие выявить:

- остатки старых фундаментов и строительных конструкций, неиспользуемые, либо не отраженные в официальных документах инженерные коммуникации и др. подземные сооружения, в том числе не эксплуатируемые;
- утечки из водонесущих коммуникаций, зоны суффозионного разуплотнения грунтов;
- характерные признаки, свидетельствующие о наличии опасных инженерно-геологических процессов и явлений (карст, суффозия и проч.);
- а также качественно и количественно оценить состояние грунтов, в том числе под асфальто-бетонным покрытием, прогнозировать места возможного возникновения провалов земной поверхности и определять наиболее вероятные причины их возникновения.
- оценивать площадь провалов, скрытых под дорожным полотном, полом подвалов зданий и проч.

Результаты геофизических исследований должны учитываться на последующих стадиях геотехнического мониторинга, в том числе при разработке технологического регламента на строительство.

## **Прогноз технологических деформаций**

Для открытого способа строительства могут быть использованы расчётно-эмпирические формулы (3.28)... (3.31) для вычисления технологических деформаций при устройстве «стены в грунте» траншейного типа в различных типах грунтов (пески, супеси, суглинки и глины).

Для закрытого способа строительства:

- с применением ТПМК условным диаметром 6 м – выражение (5.5);
- с применением ТПМК условным диаметром 10 м – выражение (5.8);
- с применением ТПМК условным диаметром от 4 до 10 м – выражение (1.2). Неизвестная величина коэффициента технологического перебора может быть рассчитана по алгоритму, представленному на рис. 5.37.

На этом этапе, кроме непосредственно расчёта технологических деформаций, может быть выполнена верификация результатов геотехнических расчётов с использованием методов математического моделирования.

## **4.2 Организационно-управленческий механизм мониторинга, количественной оценки, анализа и управления технологическими рисками в подземном строительстве**

Одним из основных алгоритмических блоков системы комплексного планирования стратегии реализации подземных строительных технологий, связанных с дефиницией “подземный объект-сооружение – вмещающий массив-среда” является блок фиксации природных и техногенных воздействий подземных строительных технологий с учетом и отображением сложной структуры их опасных взаимовлияний.

В связи с тем, что опасные взаимовлияния и процессы имеют существенные отличия в рамках разных интервалов временных трендов строительства и жизнедеятельности подземных сооружений, то совершенно очевидно, что система оценки, анализа, прогнозирования вероятности возникновения аварий и аварийных ситуаций, направленная на минимизацию потерь и снижение вероятности их проявлений требует ввода в алгоритмический блок элементов динамического подхода и базового научно-методического обеспечения теории управления рисками.

Общеизвестна основополагающая роль при подземном строительстве геотехнических рисков, что обусловлено наличием в их структуре нелинейной изменчивости в пространстве (площадь, глубина) и времени. Именно они предопределяют самые большие сложности в процессе принятия конечных проектных технологических решений, так как служат основой для формирования уровня неопределенности. Исходя из этого структура их управления должна предусматривать идентификацию всех факторов риска использования подземных строительных технологий с их последующей качественной интерпретацией и объективной и надежной количественной оценкой. В структуру системы управления также должны быть введены составляющие выявления допустимого уровня геотехнического риска, который не приведет к проявлению негативных последствий использования

подземных строительных технологий, разработка номенклатуры мероприятий по снижению его уровня и др. Влияние проявлений и воздействий различных изменяющихся параметров внутренней и внешней среды функционирования учитывается при этом путем ввода временного фактора.

Система контроля геотехнических рисков в настоящее время построена как на использовании инструментария цифровой геомеханики, нейронных сетей, математическом и физическом моделировании, а также алгоритмического сопровождения с использованием BIM-технологий. В качестве сопровождающей исходной информации служат данные натурных наблюдений и исследования НДС объектов-сооружений (конструкций) и вмещающего массива, что уже, в свою очередь, требует формирования системы комплексного геотехнического мониторинга.

В качестве базового научно-методического обеспечения в виде соответствующих методик и методических положений для количественной оценки и прогнозирования геотехнических рисков при строительстве подземных сооружений регламентирована довольно обширная система различных аналитических подходов, разработанных с учетом требований международной и Российской нормативно-методической и правовой базы, что не исключает тестовую апробацию вновь разрабатываемого и появляющегося современного алгоритмического обеспечения оценки геотехнических рисков на всех этапах строительства и жизненного цикла подземных сооружений. Особенно актуальными и целесообразными являются алгоритмы с составляющей динамического контроля временных трендов изменений уровня риска на базе интегрального подхода. Интегральная оценка уровня геотехнического риска в базовых методических постулатах теории принятия сложных решений и квалиметрии, увязанная методологически и методически с теорией управления рисками однозначно позволяет унифицировать подходы к разработке и обоснованию мероприятий предупредительной направленности, вводить визуализацию объективных индикаторов уровня опасности и разрабатывать превентивные меры реагирования.

Система количественной оценки и, на основе этой оценки стратегического прогноза проявления геотехнических рисков направлена при этом на выбор и обоснование оптимальных вариантов строительства и использования строительных подземных технологий с адекватной геотехническим рискам системой предупредительных мероприятий, обеспечивающие должный уровень промышленно-экологической безопасности и геотехнического риска в условиях среды функционирования.

### **Анализ технологических рисков**

Анализ технологических рисков может проводиться на основании следующих методических положений. Он позволит выявить наиболее опасные технологические операции при строительстве и минимизировать их влияния на безопасность эксплуатации существующей застройки и ГТС.

### **Анализ видов рисков в подземном строительстве**

Российская система проектирования базируется на системе коэффициентов запаса и надёжности, с помощью которых создаётся резерв надёжности и долговечности проектируемого сооружения. Этот подход в некоторой степени учитывает неполное знание реальных условий строительства (например, физико-механических свойств грунтов или строительных материалов, несущей способности свай по результатам испытаний и проч.), однако он не может быть распространён на мероприятия по обеспечению сохранности ГТС. Кроме этого, необходимо учитывать особенности подземного строительства:

1. Коэффициенты запаса и надёжности свидетельствуют лишь о соответствии принятых в проекте решений требованиям норм, но не являются абсолютной гарантией безопасности конструкции. Неопределённости, связанные с теоретическими расчётными положениями, моделями грунтов и строительных материалов, изменением их физико-

механических свойств в пределах подземного сооружения не всегда могут компенсироваться системой коэффициентов надёжности.

2. В предыдущих главах было наглядно показано, что традиционные методы геотехнических расчётов представляют собой упрощение и идеализацию реальной структуры ГТС, что в конечном итоге, с одной стороны, приводит к низкой сходимости расчётных моделей с практикой строительства, а с другой – неоправданно завышает запасы, закладываемые в строительные конструкции.

3. Как показывает практика, проектировщик не всегда имеет возможность и необходимые данные для статистического анализа результатов мониторинга. Система мониторинга повышает безопасность строительства, однако она играет лишь пассивную роль, констатируя данные геодезических измерений, но не оказывая влияния на предопределенные проектом характеристики конструкции и принятой технологии её возведения.

Всё это приводит к тому, что расчётная вероятность отказа конструкции не является точным индикатором события. Более того сложившаяся система проектирования подземных сооружений намеренно вынуждает проектировщика принимать наихудший («пессимистичный») сценарий, при котором не только завышаются запасы несущей способности и долговечности конструкций, но и принимаются «обоснованные расчёты», но в действительности излишние, а нередко и вредные мероприятия по обеспечению сохранности существующей застройки, что в конечном итоге, становится одной из причин увеличения стоимости и сроков строительства. В частности, усиление оснований и фундаментов существующих зданий классическими методами приводит к их технологическим деформациям в процессе выполнения работ [65, 123, 188, 222, 282]. Неоправленное применение таких «инновационных» методов, как компенсационное нагнетание формально не приводит к осадкам существующего здания в результате подземного строительства, однако

фактически происходит следующее: здание получает осадку, например, в процессе проходке под ним ТПМК или откопки рядом с ним котлована, автоматически вводится действие механизма компенсационного нагнетания и восстанавливается высотное положение здания. Однако строительство продолжается и здание вновь получает осадку и вновь возвращается в исходное положение. Таким образом, при формальном соблюдении требований норм, фактически нарушаются статические условия работы узлов строительных конструкций и метод компенсационного нагнетания становится замедленной моделью сейсмического воздействия, а здание получает технологические деформации и повреждения уже не от нового строительства от применяемых мер по его усилению.

В международной практике широко используются вероятностные методы, оценивающие безопасность строительства в терминах возможности разрушения [204]. Нормы Еврокодов EN 1990 «Основы проектирования» базируются на значениях частных коэффициентов надёжности, в которые заложены «допустимые» уровни риска. Риск вычисляется как:

$$R = Prob(F) \times Prob(C), \quad (4.1)$$

где  $Prob(F)$  – вероятность наступления неблагоприятного события,  $Prob(C)$  – вероятность наступления негативных последствий события.

Под риском в ISOGUIDE 73:2009 понимается влияние неопределённости на цели [229]. Неопределённость при этом рассматривается как состояние дефицита информации о событии, его последствиях или вероятности наступления. Оценка риска рассматривает возможность отклонения любого из нижеследующих факторов в течение жизненного цикла проекта:

- Внешние условия (требования законодательства, изменения горно-геологических условий и проч.)
- Внутренние условия (например, условия финансирования);
- Спецификации, включая план управления рисками;
- Пространственное расположение или габариты сооружения;

- Календарный план строительства;
- Стоимостные показатели;
- Непредвиденные расходы.

Отечественной нормативной документацией «риск» определяется как «сочетание вероятности нанесения ущерба и тяжести этого ущерба» [43]. Необходимость оценки риска чрезвычайных ситуаций устанавливается [38] применительно к строительству особо-опасных и технически сложных объектов, к которым, согласно ст. 48.1 Градостроительного кодекса РФ [44] относятся подземные сооружения, однако сам [38] на эти сооружения не распространяется. Однако прогнозирование рисков на стадии проектирования подземных сооружений, с учётом накопленного опыта их строительства и эксплуатации, позволяет:

- повышать качество проектирования;
- обеспечить безопасность строительства и эксплуатации подземного сооружения;
- обеспечивать надежность, долговечность, ремонтопригодность конструкции и удлинённые межремонтные интервалы с одновременной минимизацией стоимости и сроков строительства;
- предусматривать необходимые мероприятия по управлению безопасной эксплуатацией сооружения.

Подземное строительство в горно-геологических и градостроительных условиях Москвы характеризуется вероятностью проявления различных видов риска, связанных с необходимостью принятия решений по обеспечению экологической, технологической и эксплуатационной безопасности, как строящегося объекта, так и ГТС в целом. На рис. 4.2 приводится классификация рисков характерных для подземного строительства [92].

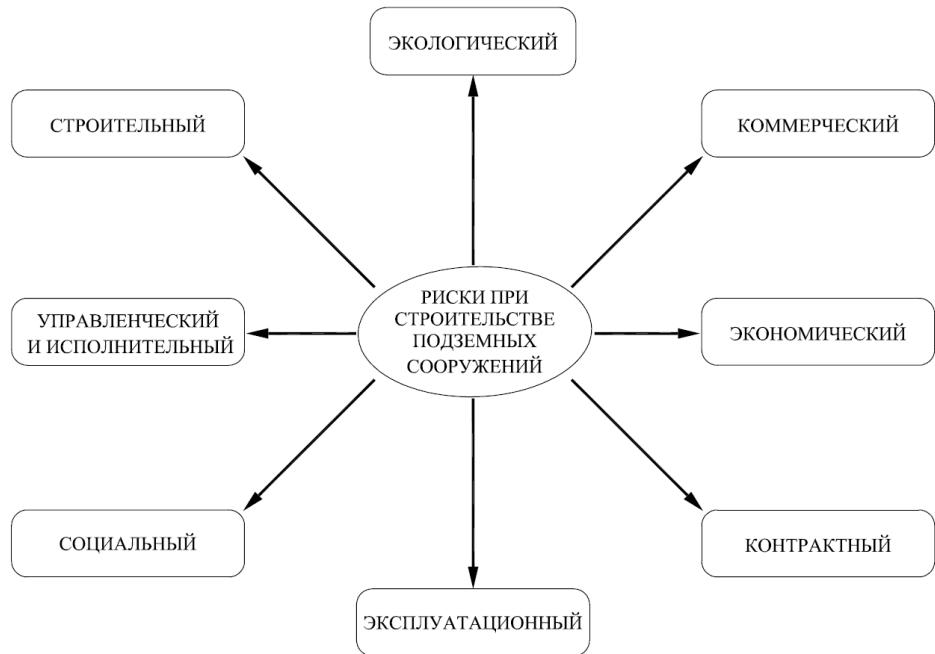


Рис. 4.2. Классификация рисков при строительстве подземных сооружений [92]

Применительно к условиям подземного строительства, в первую очередь необходимо учитывать строительный риск, поскольку он определяет наиболее вероятные аварийные ситуации на протяжении всего жизненного цикла проекта. В зарубежной литературе к строительным принято относить и геотехнические риски [220, 235]. К аналогичному выводу приходят и отечественные геотехники: «Ошибки в оценке геотехнических условий могут привести к возникновению аварийный ситуаций, связанных с нарушением устойчивости грунтового массива, разрушениями и деформациями временной и постоянной крепи, прорывами подземных вод и плавунов, загазованностью и задымленностью воздуха, пожарами и взрывами, как при строительстве, так и в процессе эксплуатации тоннеля» [26]. Сюда же можно добавить риски, связанные с:

- недостоверной или недостаточной информацией об горно-геологических условиях, например, невыдержанности мощности водоупора под дном котлована
- наличие техногенных включений или геологических аномалий по трассе тоннеля, например, линз водонасыщенных песков (с напорными

грунтовыми водами) в толще глинистых грунтов в забое тоннеля с активным пригрузом забоя;

- несоответствие поведения грунта под нагрузкой принятой геомеханической модели. В этом случае последствия аварийных ситуаций могут иметь значительно больший ущерб, чем в первых двух случаях.

Систематизация видов строительного риска при возведении подземных сооружений приведена на рис. 4.3.

Под геотехническими обычно понимаются те строительные риски, проявление которых обусловлено топографическими, горно-геологическими и гидрологическими условиями площадки строительства. На рис. 4.4 показано распределение основных рискообразующих факторов при подземном строительстве и степень их влияния на строительный процесс.

А на рис. 4.5. приводится сопоставление разброса экспериментальных значений физико-механических характеристик грунтов по сравнению с характеристиками строительных конструкций. В отечественных нормативных документах этот разброс учитывается путём введения понятий «частный коэффициент надёжности по грунту» и «доверительная вероятность расчётных характеристик грунтов» [162].

На необходимость оценки геотехнических рисков указывается в [168], а в [173] приводится методика оценки и снижения технологических рисков при прокладке инженерных коммуникаций методом горизонтально-направленного бурения. В [162] оценка геологических рисков относится к функциям научно-технического сопровождения строительства, для чего можно воспользоваться [144].

В общем случае, при анализе геологических рисков производится оценка [63]:

- карстово-суффозионных процессов и явлений;
- эрозионной опасности;
- подтопляемости территории;
- оползневой опасности;

## Строительные риски



Рис. 4.3. Виды строительного риска при подземном строительстве



Рис. 4.4. Распределение геотехнических рисков (по материалам [235])

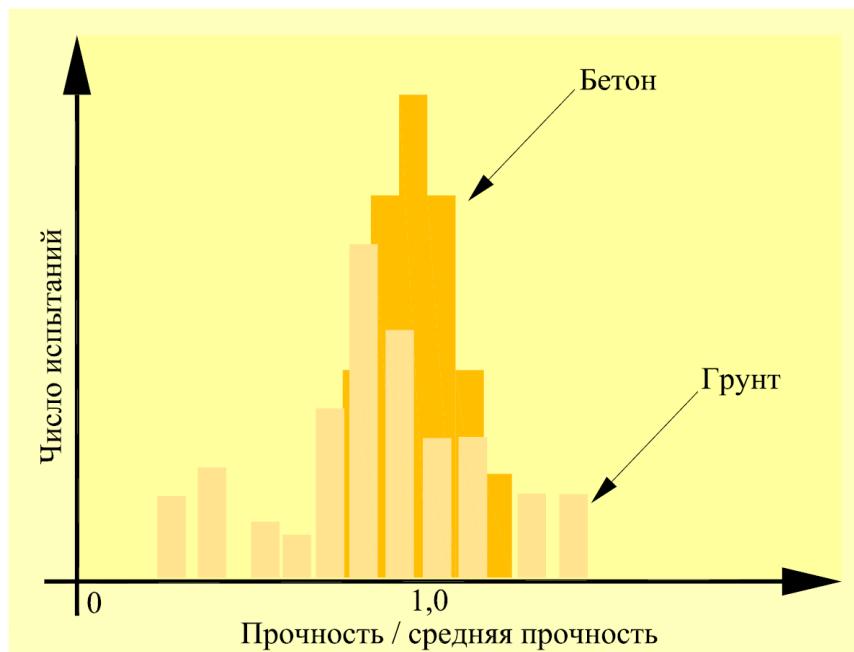


Рис. 4.5. Вероятности распределения прочности бетона и грунта [235].

- «слабых», пучинистых и проч. грунтов;
- геологического риска экономических потерь.

Подобная работа была выполнена под руководством и при непосредственном участии доктора технических наук, профессора А.Н. Левченко, в процессе научно-технического сопровождения разработки концепции размещения высотного жилого комплекса в технической зоне метрополитена.

Начало изучению методов оценки геотехнических рисков в нашей стране, по-видимому, положила работа М.Г. Зерцалова, Ю.Е. Хечинова, С.А. Юфина и А.С. Милермана [59]. Дальнейшее развитие она получила в исследованиях А.В. Дайнеко, М.Г. Зерцалова, Л.Л. Кауфмана, Е.Ю. Куликовой, Б.А. Корчака, А.Н. Левченко, Б.А. Лысикова, П.А. Малинина, В.Е. Меркина, Д.Н. Просветова, Е.А. Серовой, А.В. Татаркина, А.А. Филимончикова, П.В. Чеканова, Д.Ю. Чунюка, А.Г. Шашкина и др.[46, 57, 76, 92, 107, 155, 192, 198, 200, 204]

В настоящее время в нормативно-технической документации РФ отсутствует методика оценки геотехнических рисков при подземном строительстве. Понятия «геотехнический риск» в действующих

нормативных документах также не приводится. В [57] под геотехническими рисками понимаются «те строительные риски, проявление которых обусловлено топографическими, горно-геологическими и гидрологическими условиями района строительной площадки». Важность учёта геотехнических условий при оценке риска для подрабатываемых территорий подчеркивается в [192] и предлагается более широко использовать геофизические методы, в частности электроразведку, для контроля состояния ГТС.

Перечень геотехнических рисков, применительно к закрытому способу работ, приводится в [76], где все риски разделены на 3 группы:

1. Связанные с устойчивостью выработки и определяемые горно-геологическими и гидрогеологическими условиями строительства, а также качеством работ и культурой их производства.
2. Технологические – вызванные выходом из строя отдельных элементов оборудования.
3. Экономические, которые сводятся к влиянию на ГТС.

Необходимо отметить, что в [76] не учитываются «внешние риски», связанные с внешними воздействиями на строительство (поставка некачественных материалов и изделий, перерывы в финансировании, прорывы инженерных коммуникаций, с последующим затоплением тоннеля или его участка и проч.).

Еще один важный фактор подземного строительства и его отличия от промышленного и гражданского, заключается в том, что при производстве земляных работ или проходке тоннелей мы постоянно получаем данные геотехнического мониторинга о поведении вмещающего породного массива и строящейся конструкции и можем корректировать, как параметры технологии горно-строительных работ, так и конструктивные решения самого сооружения т.е. мы можем не реализовывать буквально проект, выданный «в производство работ», а изменять его характеристики в процессе строительства. Такой подход подразумевает баланс между риском

и возможностью: горно-геологические условия могут быть как лучше, так и хуже, предусмотренных проектом, а это, в свою очередь, даёт большой потенциал для снижения рисков, оптимизации сроков и затрат, использовании скрытых возможностей от реального поведения грунта под нагрузкой. Т.е., необходимо таким образом оценить геотехнические риски, чтобы минимизировать излишние затраты, обусловленные «пессимистичным» сценарием проектирования, не снизив при этом нормативной надежности и безопасности сооружения.

Одной из составляющих геотехнических рисков являются риски, связанные с возможным нарушением технологии подземных работ или изменением технологических решений вследствие влияния горно-геологических, гидрогеологических или градостроительных условий. Назовем такие риски «технологическими». Прогноз технологических рисков является составной частью геотехнического мониторинга подземного строительства (рис. 4.6). Геотехнический мониторинг в

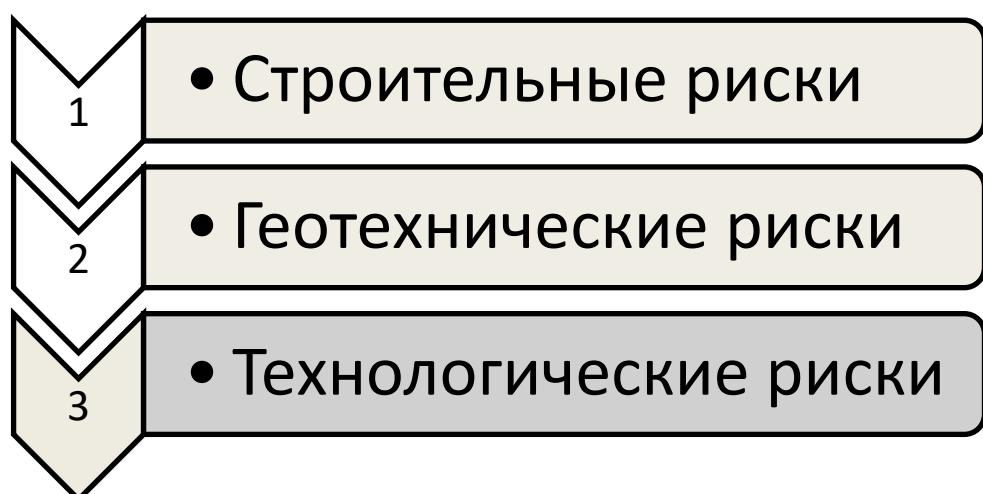


Рис. 4.6. Лестница рисков

первую очередь направлен на обеспечение устойчивого взаимодействия между элементами ГТС в процессе подземного строительства и сведение к минимуму риска нарушения функционирования любого из её элементов, т.к. это может привести к выходу из строя системы в целом. Наиболее

эффективной стратегией снижения технологических рисков на этапе проектирования является максимально полное и достоверное изучение условий строительства. Однако здесь необходимо иметь в виду, что чрезмерно «консервативное» проектирование с излишними коэффициентами запаса незначительно увеличивает надежность и долговечность сооружения при существенном увеличении трудоёмкости, стоимости и сроков строительства. На рис. 4.7 приводится зависимость стоимости строительства от объёмов инженерных изысканий. На практике, учёт и количественная оценка факторов риска, могущих привести к нарушению нормального функционирования ГТС, может быть оценена только с заданной степенью вероятности. Применительно к EN 1990 «Основы проектирования» величина допустимого индивидуального риска составляет  $10^{-5}$  [204]. Применительно к технологическим рискам, это вызвано:

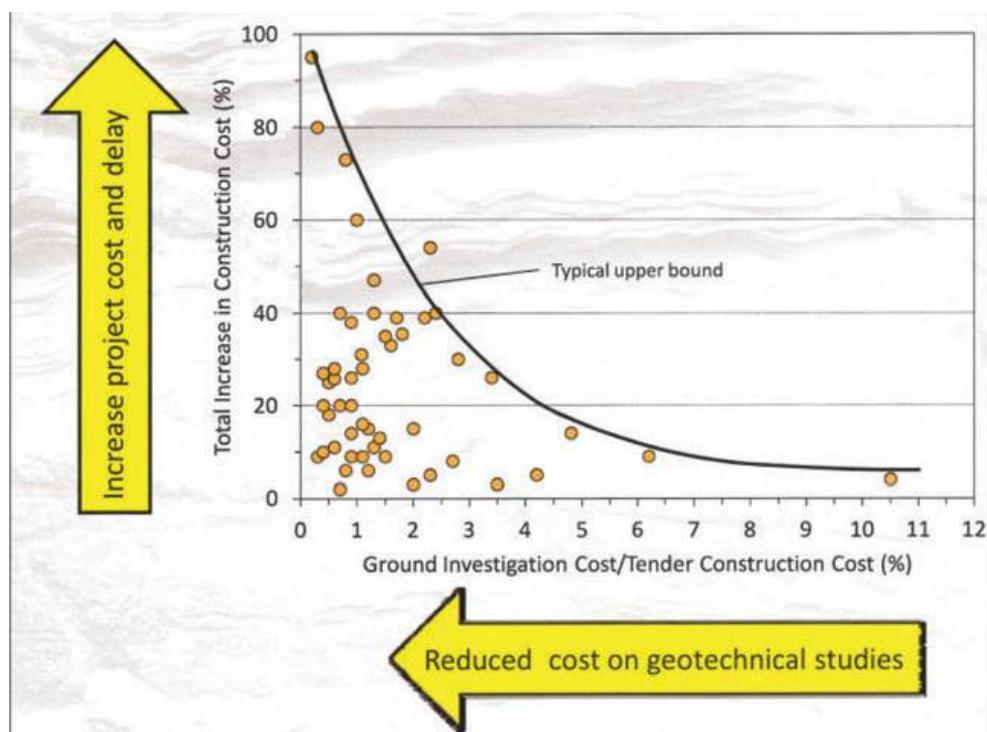


Рис. 4.7. Зависимость стоимости строительства от объёмов инженерных изысканий [220]

1. Изменчивостью геологического строения породного массива и разбросом величин, характеризующих его физико-механические свойства;

2. Отступлениями от проекта в процессе строительства;

3. Нарушение технологии ведения работ.

4. Выявление в процессе строительства объективных факторов, не установленных при геологических изысканиях и препятствующих реализации проекта или приводящих к аварийной ситуации (крупные валуны, наличие линз водонасыщенных песков в глинистых грунтах, невыдержанность мощности водоупора под дном котлована или наш шелыгой свода тоннеля, утечки из водонесущих коммуникаций и проч.).

5. Наличие в массиве искусственных включений (старых фундаментов, колодцев, необозначенных подземных сооружений и инженерных коммуникаций, провалов под асфальто-дорожным полотном и т.п.).

и рядом других факторов, которые более подробно будут рассмотрены ниже.

При этом необходимо заранее понимать, что на стадии проектирования очень сложно в полной мере учесть неблагоприятное влияние всех указанных факторов и связанных с ними технологических рисков, в результате чего они начинают проявляться не только во время строительства, но и в процессе эксплуатации подземного сооружения. Причём последствия ошибок при проектировании и строительстве могут проявляться через 50 – 70 лет после начала эксплуатации подземного объекта [26]. Еще одним фактором, который также следует принимать в расчёт, является изменчивость горно-геологических и гидрогеологических условий в пределах территории строительства.

Ввиду отсутствия в настоящее время термина «технологический риск» сформулируем это понятие следующим образом: «технологические риски – это геотехнические риски, проявление которых обусловлено технологическими процессами ведения геотехнических работ, применяемыми машинами и оборудованием, а также горно-геологическими и гидрологическими условиями, которые могут повлиять на безопасность выполнения технологических операций».

Оценку риска, согласно [42] рекомендуется выполнять в виде сравнения уровня риска с допустимыми значениями, а величину риска – определять, как комбинацию вероятности наступления неблагоприятного случая и ущерба, возникающим при его наступлении.

В отечественных и зарубежных литературных источниках предлагаются следующие подходы к выявлению (идентификации) рисков (рис. 4.8):

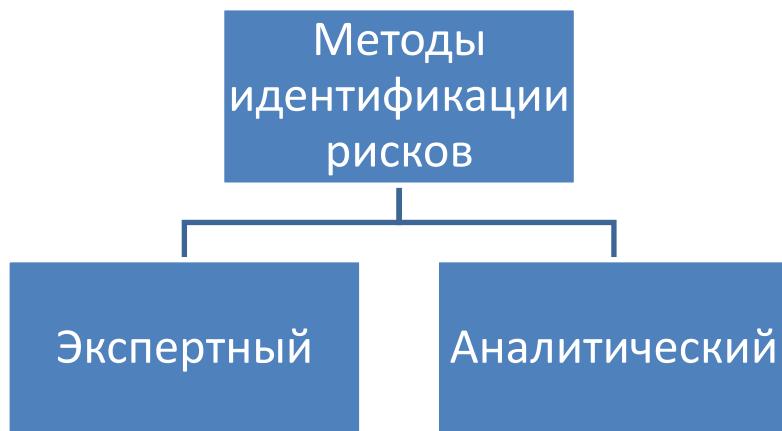


Рис. 4.8. Современные методы выявления (идентификации) рисков

1. Экспертный метод (мозговой штурм, экспертные оценки, структурированные интервью, анкетные опросы, контрольные списки и проч.).

2. Аналитический метод (анализ исторических данных и предыдущего опыта, в том числе аналогичных проектов, а также проведение испытаний и моделирования).

В основном предпочтение отдается эксперному методу. Большинство опубликованных методик оценки строительных, в том числе геотехнических рисков, расходятся в математическом аппарате обработки данных. Чаще всего с этой целью используются методы математической статистики, например, метод Монте-Карло [76] или методы нечисловой статистики [200] и нечетких множеств [155].

Примером использования аналитических методов анализа рисков является работа [153], автором которой предлагается использование системного анализа для оценки геоэкологических рисков.

Выбирая методику идентификации технологических рисков необходимо учитывать, что ввиду значительной изменчивости внешних исходных факторов, аналитические, в первую очередь вероятностные методы оценки, не позволяют обеспечить надёжный прогноз. Например, для расчёта геотехнических рисков в основном используется анализ и обобщение экспертических оценок [59]. Аналогичный подход может быть применён и для прогноза технологических рисков.

Анализ аварийных ситуаций при строительстве и эксплуатации подземных сооружений [26, 80, 102, 227, 238, 242, 247, 258, 263, 265, 276, 289, 291, 292] показывает, что систематическое изучение, классификация и анализ технологических рисков позволили бы если не избежать, то минимизировать последствия большинства из этих аварий. В тоже время анализ информации об аварийных ситуациях позволяет разработать методику управления технологическими рисками, которая, в свою очередь, даёт возможность идентифицировать и классифицировать рискообразующие факторы, выполнять их анализ и количественную оценку. Разработка подобной методики позволит контролировать технологические риски, уменьшить степень их влияния на строительный процесс, а в отдельных случаях, и полностью их устраниТЬ.

## **Управление технологическими рисками**

Внедрение системы управления технологическими рисками позволяет минимизировать ущерб, который может возникнуть при реализации рисковых событий. Наибольший ущерб при наступлении рискового события возможен в условиях, соответствующих III геотехнической категории сложности строительства по [162] (рис. 4.9):

- Горно-геологические условия района строительства характеризуется III категорией сложности, наличествуют такие геологические процессы и явления, как большая мощность насыпных грунтов, карстово-суффозионная опасность, подтопления, плытуны, сейсмическая активность и проч.



Рис. 4.9. Условия возникнования максимального ущерба при наступлении технологического рискового события

- При ведении строительных или проходческих работ допускаются отступления от проектной документации (не соответствие возведённых конструкций проекту, нарушения нормативных величин допусков, не соблюдение технологического регламента на проходку и проч.);
- Работы ведутся на исторических территориях и в охранных зонах;

- В зоне влияния строительства располагаются существующие здания и сооружения, часть из которых требует усиления;
- Применение технологических решений, не соответствующих критериям прогрессивных технологий 2-го и 3-го классов;
- Недостаточная квалификация персонала;
- Строительная организация не имеет необходимого опыта работы.

Первым правилом управления технологическими рисками должна быть «профилактика», т.е. в процессе проектирования и строительства в условиях плотной городской застройки необходима минимизация возможности возникновения технологических рисков. С этой целью необходимо:

1. Тщательно подходить к рассмотрению условий участка строительства. Учитывая, что природно-техногенные условия участков городского строительства заданы *a priori*, в случае неблагоприятного геотехнического прогноза необходимо выбрать технологию строительства таким образом, чтобы оно было, с одной стороны конструктивно и экологически безопасным, а с другой – экономически целесообразным.

2. При разработке программы горно-геологических и геотехнических изысканий – руководствоваться не только формальными требованиями нормативно-технических документов, но и необходимостью получения необходимых и достаточных для проектирования и строительства данных о геологическом строении массива, гидрогеологических условиях территории, физико-механических характеристиках грунтов, техническом состоянии зданий и сооружений что позволяет снизить неопределенность при выборе технологических решений.

3. При проведении математического моделирования учитывать результаты ранее выполненных строительных и проходческих работ, аргументированно выбирать геомеханическую модель, наиболее полно отражающую выполняемые технологические операции.

4. Одним из важнейших способов минимизации технологических рисков на стадии проектирования является тщательная проработка проектных

решений, как в части возводимых конструкций, так и в части геотехнологии. На рис. 4.10 по материалам [26, 182] приводится статистика причин аварийных ситуаций в нашей стране для открытого и закрытого способов подземного строительства, из которой видно, что порядка 20% аварийных ситуаций приходится на ошибки, допущенные при проведении проектно-изыскательских работ. Причём, это значительно превышает (в процентном соотношении) количество аварий, возникающих по тем же причинам при строительстве гражданских зданий и сооружений [52].

Управление технологическими рисками не должно ограничиваться только их анализом при выполнении проектных работ. Во время строительства необходимо, в рамках интерактивного управления параметрами технологий горно-строительных работ, вести мониторинг технологических рисков и, при необходимости, снижать их до приемлемого уровня, внося соответствующие изменения в проектные и технологические решения. Такая возможность предусмотрена [167].

В последние годы наблюдается существенный прогресс во всех сферах подземного строительства (современные подходы и методы проведения горно-геологических и геотехнических изысканий, в том числе применение геофизических методов исследования, автоматизация проектирования с переходом на ВИМ-технологии, появление инновационных технологических решений, повсеместное использование прогрессивных технологий открытого и закрытого способов работ), однако приведённый выше анализ аварийных ситуаций, а также практический опыт доктора наук по анализу причин и ликвидации нештатных ситуаций при строительстве объектов метрополитена в Москве показывает, что технологические риски при строительстве подземных сооружений в условиях сложившейся геотехнической среды остаются высокими. Поэтому, как показывает описанный выше пример, управление технологическими рисками должно начинаться на начальном этапе проектно-изыскательских работ и в первую очередь необходимо

выявлять основные факторы риска, связанные с районом строительства.



Рис. 4.10. Статистические данные причин аварийных ситуаций при различных способах подземного строительства

Все имеющиеся материалы обобщаются, систематизируются и анализируются. Для реализации этой концепции, базируясь на результатах

исследований [235] предлагается следующий перечень мероприятий по управлению технологическими рисками:

1. Анализ материалов по предыдущему использованию территории, а также её особенностей.

2. Проведение инженерных изысканий, согласно требованиям СП 47.13330.2016 с учётом СП 22.13330.2016, СП 120.13330.2012 и СП 248.1325800.2016, а также практического опыта геотехнического мониторинга.

3. Построение геомеханической модели ГТС, наиболее полно отражающей все выявленные аспекты территории и технологические особенности строительства.

4. Формирование группы экспертов, анализирующих условия территории строительства, результаты геотехнического моделирования и принятые технологические решения, которые могут вызвать нежелательные последствия и стать причинами возможных технологических рисков.

5. Эксперты определяют перечень и виды рисков, места их возможного проявления, применительно к рассматриваемому району реновации.

6. Количественная оценка рисков, включающая:

6.1. Составление перечня технологических рисков, которые могут возникнуть в процессе строительства.

6.2. Составление рейтинга технологических рисков с определением ранга каждого риска по вероятности его проявления и ожидаемому ущербу, который может быть нанесён ГТС.

6.3. Количественную оценку выявленных технологических рисков и составление реестра рисков.

6.4. Систематизацию рисков по степени их влияния на безопасность ГТС в процессе выполнения отдельных технологических операций и строительства в целом.

6.5. Разработку мероприятий по управлению, минимизации или исключению каждого выявленного технологического риска в зависимости от вероятности его возникновения.

6.6. С учётом разработанных в п. 6.5 мероприятий – повторную оценку степени проявления каждого риска и внесение корректив в реестр рисков.

7. В процессе строительства проекта проводится периодическая ревизия реестра рисков. При необходимости, в ней добавляются новые технологические риски и исключаются реализованные, а также корректируются мероприятия по управлению рисками.

### **Количественная оценка технологических рисков**

При расчёте технологических рисков необходимо учитывать не только вероятность наступления рисковых ситуаций, но и тот ущерб, который может возникнуть при их наступлении [92]. Поэтому, для расчёта величины риска можно воспользоваться как выражением (4.1), рекомендуемым EN 1990 «Основы проектирования» [204], так и формулой [42]:

$$R = P \times Y \quad (4.2)$$

где  $P$  – вероятность наступления неблагоприятного события;  $Y$  – математическое ожидание ущерба, который повлечёт за собой наступившее неблагоприятное событие.

Для оценки вероятности наступления неблагоприятного события  $P$  воспользуемся экспертным методом с учётом рекомендаций [311] (табл. 4.1).

Аналогичным образом может быть оценён и ожидаемый ущерб, например, как увеличение фактического срока строительства по отношению к проектному или ростом фактической стоимости строительства по отношению к его сметной стоимости – табл. 4.2 по материалам [235].

Табл. 4.1

**Оценка вероятности наступления неблагоприятного события по результатам опроса группы экспертов**

	Вероятность наступления неблагоприятного события	В %	В баллах
1	Очень высокая	70	5
2	Высокая	50 – 70	4
3	Средняя	30 – 50	3
4	Маловероятная	10 -30	2
5	Очень незначительная	10	1

Табл. 4.2

**Оценка ожидаемого ущерба экспертным способом**

	Нежелательное последствие (ожидаемый ущерб)	Увеличение стоимости или времени строительства (%)	Баллы
1	Очень большой	10	5
2	Значительный	8 – 10	4
3	Средний	4 – 8	3
4	Маловероятный	1 – 4	2
5	Незначительный	1	1

При оценке технологических рисков, для обработки матрицы мнений экспертов по табл. 4.1 и 4.2 можно воспользоваться вероятностно-статистической методикой, применяемой при системном анализе в подземном строительстве [137]. Соответствующие значения баллов в правых колонках табл. 4.1 и 4.2 перемножаются и формируется шкала числовых значений рисков (табл. 4.3), которая уже позволяет принимать решения по управлению конкретными технологическими рисками.

Далее составляется реестр рисков, в котором перечисляются все технологические риски, характерные для рассматриваемого объекта и

приводятся числовые значения степени рисков до и после управления ими (табл. 4.4.).

Табл. 4.3

**Шкала числовых значений рисков и планируемых действий по управлению технологическими рисками**

	Степень риска	Уровень риска	Планируемые действия
1	1 – 5	Очень малый	не планируются
2	6 – 10	Малый	Незначительные укрепительные мероприятия или конструктивные изменения
3	11 – 15	Средний	Укрепительные мероприятия или конструктивные изменения, не требующие дополнительных затрат
4	16 – 20	Большой	Строительные работы прекращаются до тех пор, пока степень риска не будет уменьшена, требуются дополнительные затраты
5	21 – 25	Очень большой	Прекращается реализация проекта

Из табл. 4.4 наглядно видна схема управления технологическими рисками при их оценке экспертным способом:

- 1 – колонка – номер риска;
- 2 – причина возможной неблагоприятной ситуации;
- 3 – сама неблагоприятная ситуация;
- 4 – ущерб, который может возникнуть при реализации неблагоприятной ситуации;
- 5 – экспертная оценка вероятности наступления неблагоприятной ситуации ( $P$ );
- 6 – экспертная оценка математического ожидания ущерба ( $Y$ );
- 7 – количественная оценка риска  $R$ , определяемая по формулам (4.1) или (4.2);
- 8 – рекомендуемые экспертами инженерные мероприятия по уменьшению геотехнологического риска до приемлемой величины;

9 – пересчёт величины риска, с учётом реализации предложенных мероприятий

После выявления и оценки каждого технологического риска в отдельности, рассчитывается суммарный технологический риск  $R$ , возможный в конкретных условиях строительства:

$$R = \sum_{j=1}^{j=m} p_j y_j \quad (4.3)$$

где  $p_j$  – вероятность проявления возможных технологических рисков,  $j = 1, 2, 3, \dots, m$  – количество вариантов возможных технологических рисков,  $y_j$  – величина математического ожидания ущерба в  $j$ -ой рисковой ситуации.

В качестве примера реализации описанной методики рассмотрим анализ технологических рисков, выполненный при проектировании и строительстве межтерминального перехода под взлётно-посадочной полосой аэропорта «Шереметьево». Тоннельный участок включает в себя два однопутных перегонных тоннеля внутренними диаметрами 5,4 м, сооружаемых ТПМК с активным пригрузом забоя, три технологические сбойки и камеру водоотливной установки. Тоннели размещены в суглинке полувердом, с линзами водонасыщенного песка, с включениями до 10% щебня. Постоянная крепь тоннелей – сборная, железобетонная, высокоточная, водонепроницаемая. Для организации проходки перегонных тоннелей предусматриваются монтажно-щитовая и демонтажно-щитовая камеры, устраиваемые в котлованах глубиной от 12 до 16 м, расположенных в неустойчивых, водонасыщенных грунтах. На врезке и выходе щитов производится укрепление грунтов методом струйной цементации.

В зону влияния строительства попадают две взлетно-посадочные полосы (далее ВПП), рулежные дорожки, места стоянки самолетов, инженерные коммуникации и топливопроводы.

Оценка рисков проводилась группой из 14-ти российских и зарубежных экспертов. Реестр рисков приводится в табл. 4.4.

В результате проведенного анализа, следующие риски были отнесены к «большим»:

- Ошибки в расчётах несущих и ограждающих конструкций
- Неверное проектирование узлов соединения распорок и обвязочных поясов
- Ошибки при проектировании грунтовых анкеров
- Суффозия основания ВПП с образованием пустот под ВПП
- Вход ТПМК в линзу водонасыщенного песка
- Суффозия основания ВПП с образованием пустот под ВПП
- Вход ТПМК в линзу водонасыщенного песка

К «средним» были отнесены следующие риски:

- Неучёт фильтрационных и консолидационных свойств грунтового массива
- Вскрытие не учтённых инженерных водонесущих коммуникаций при разработке котлована
- Неучёт технологических осадок от разработки траншеи при устройстве стены в грунте
  - Незакрытые строительные швы, фильтрующие воду
  - Поступление воды в котлован через грунтовые включения в массиве «стены в грунте», образовавшиеся в процессе производства работ по бетонированию
- Низкое качество работ при устройстве узлов крепления расстрелов
- Несоответствие геометрических параметров конструкции «стены в грунте», обвязочных поясов, распределительной системы проекту.

Табл. 4.4.

**Реестр технологических рисков при проектировании и строительстве межтерминального перехода под взлётно-посадочной полосой аэропорта «Шереметьево»**

№	Причина	Неблагоприятное событие	Нежелательное последствие (Ущерб)	R	Уровень риска	Мероприятия	R	Уровень риска
1	2	3	4	5	6	7	8	9
<b>Риски в целом по проекту</b>								
1	Несоответствие проектной документации стадии «РД» и «П»	Уменьшение несущей способности несущих и ограждающих конструкций	Недопустимые деформации з несущих и ограждающих конструкций, а также зданий окружающей застройки.	10	Малый	Проведение экспертизы рабочей документации независимой организацией	1,86	Очень малый
2	Неправильный выбор модели поведения грунта при расчётах совместной работы сооружений с вмещающим массивом	Занижение величин нагрузок, действующих на несущие и ограждающие конструкции	Недопустимые деформации з несущих и ограждающих конструкций, а также зданий окружающей застройки.	9,71	Малый	Проведение поверочных расчетов независимой организацией в сертифицированном геотехническом программном комплексе	3,29	Очень малый
3	Неучёт фильтрационных и консолидационных свойств грунтового массива	Занижение величин нагрузок, действующих на несущие и ограждающие конструкции	Недопустимые деформации з несущих и ограждающих конструкций, а также зданий окружающей застройки.	12,57	Средний	Проведение поверочных расчетов независимой организацией в сертифицированном геотехническом программном комплексе	4	Очень малый

4	Ошибки в расчётах несущих и ограждающих конструкций	Недостаточная несущая способность несущих и ограждающих конструкций	Недопустимые деформации з несущих и ограждающих конструкций, а также зданий окружающей застройки.	16,57	Большой	Проведение поверочных расчетов независимой организацией в сертифицированном геотехническом программном комплексе	2,14	Очень малый
5	Несоответствие материалов и конструктивных элементов проектной документации	Уменьшение несущей способности несущих и ограждающих конструкций	Недопустимые деформации з несущих и ограждающих конструкций, а также зданий окружающей застройки.	8,43	Малый	Проведение поверочных расчетов независимой организацией в сертифицированном геотехническом программном комплексе	2,57	Очень малый

#### Станционные комплексы

6	[ИГИ] Вскрытие неучтённых инженерных водонесущих коммуникаций при разработке котлована	Затопление котлована.	Увеличение сроков и стоимости строительства.	13,86	Средний	Геофизические исследования перед разработкой котлованов	5	Малый
7	[СВГ] Не учёт технологических осадок от разработки траншеи при устройстве стены в грунте (СВГ)	Дополнительные осадки окружающей застройки	Недопустимые деформации зданий окружающей застройки.	14,14	Средний	Компенсация деформаций за счет усиления основания окружающей застройки. Геотехнический мониторинг	5,71	Малый

8	[СВГ] Незакрытые строительные швы, фильтрующие воду	Затопление котлована. Дополнительные осадки окружающей застройки	Увеличение сроков строительства. Недопустимые деформации зданий окружающей застройки.	14,14	Средний	Локальные инъекции противофильтрационн ых растворов.	3,29	Очень малый
9	[СВГ] Поступление воды в котлован через грунтовые включения в массиве «стены в грунте», образовавшиеся в процессе производства работ по бетонированию	Затопление котлована. Дополнительные осадки окружающей застройки	Увеличение сроков и стоимости строительства. Недопус тимые деформации зданий окружающей застройки.	11,71	Средний	Тщательный контроль при проведении данного вида работ Локальные инъекции противофильтрационн ых растворов.	3,29	Очень малый
10	[СВГ] Некачественное выполнение швов между захватками	Взаимное смещение участков «стены в грунте», протечки, затопление, обрушение грунта, изменение геометрии ограждения котлована	Увеличение сроков и стоимости строительства. Нарушение принятых объемно- планировочных решений	9,71	Малый	Тщательный контроль при проведении данного вида работ Локальные инъекции противофильтрационн ых растворов.	4,14	Очень малый
11	[Крепление] Неверное проектирование узлов соединения распорок и обвязочных поясов	Недостаточная несущая способность несущих и ограждающих конструкций	Недопустимые деформации з несущих и ограждающих конструкций, а также зданий окружающей застройки.	16	Большой	Проведение геотехнической экспертизы проектной документации Геотехнический мониторинг	2	Очень малый

12	[Крепление] Ошибки при проектировании грунтовых анкеров	Недостаточная несущая способность грунтовых анкеров	Недопустимые деформации несущих и ограждающих конструкций, а также зданий окружающей застройки.	16,29	Большой	Проведение поверочных расчетов независимой организацией в сертифицированном геотехническом программном комплексе Мониторинг за анкерами Предварительное испытание анкеров	2,29	Очень малый
13	[Крепление] Некачественное изготовление грунтовых анкеров	Дополнительные осадки окружающей застройки	Недопустимые деформации зданий окружающей застройки. Увеличение сроков и стоимости строительства.	9,71	Малый	Тщательный контроль при проведении данного вида работ Предварительные испытания на стройплощадке Геотехнический мониторинг	3,71	Очень малый
14	[Крепление] Низкое качество работ при устройстве узлов крепления расстрелов	Позднее включение в работу расстрелов Внешетренная передача нагрузок и деформации расстрелов	Недопустимые деформации зданий окружающей застройки.	11,71	Средний	Тщательный контроль при проведении данного вида работ	3	Очень малый
15	[Крепление] Несоответствие геометрических	Невключение в работу	Недопустимые деформации зданий окружающей застройки	12,57	Средний	Тщательный контроль при проведении данного вида работ	3,57	Очень малый

	параметров конструкции «стены в грунте», обвязочных поясов, распределительной системы проекту	распределительных поясов Необходимость изменения проектных и объёмно-планировочных и конструктивных решений станции	Несоответствие габаритов котлована проектируемой конструкции, увеличение объёмов земляных и бетонных работ					
16	[Крепление] Отсутствие контакта распределительных поясов с СВГ	Дополнительные неравномерные осадки окружающей застройки	Недопустимые деформации зданий окружающей застройки.	9,86	Малый	Компенсация деформаций за счет усиления грунтового массива. Геотехнический мониторинг	2	Очень малый
17	[Крепление] Падение строительной техники (кран, экскаватор, автобетоносмеситель, самосвал и проч.) в котлована	Разрушение распорно-подкосной системы и ограждения котлована, ранее изготовленных конструкций подземной части	Увеличение сроков строительства. Недопустимые деформации зданий окружающей застройки.	7,29	Малый	Тщательный контроль технологии производства работ	2	Очень малый
18	[Крепление] [СВГ] Несоответствие размеров грунтовой бермы проекту или несвоевременная её разработка	Увеличение нагрузки на ограждающие конструкции	Недопустимые деформации зданий окружающей застройки.	10,71	Малый	Тщательный контроль при проведении данного вида работ	3	Очень малый

19	[Крепление] [СВГ] Избыточная разработка грунта в котловане	Увеличение нагрузки на ограждающие конструкции Несоответствие проектной и фактической несущей способности грунта основания	Недопустимые деформации зданий окружающей застройки. Нарушение принятых объемно-планировочных решений	9	Малый	Тщательный контроль при проведении данного вида работ	1,86	Очень малый
20	[Сооружения в зоне влияния] Прорыв водонесущих коммуникаций	Затопление котлована. Дополнительные осадки окружающей застройки	Увеличение сроков и стоимости строительства. Недопустимые деформации зданий окружающей застройки.	10,71	Малый	Компенсация деформаций коммуникаций за счет усиления грунтового массива. Устройство защитного короба	2,86	Очень малый

#### Тоннельный участок МТП

21	[Сооружения в зоне влияния] Наложение мульд деформаций поверхности из-за близкорасположенных тоннелей	Дополнительные осадки поверхности летного поля	Нарушение работоспособности и эксплуатационной надежности аэродромных покрытий и инфраструктуры	16	Большой	Компенсация деформаций за счет усиления грунтового массива.	5,29	Малый
22	[Сооружения в зоне влияния] Обводнение массива при прорыве водонесущих коммуникаций	Дополнительные осадки поверхности.	Нарушение работоспособности и эксплуатационной надежности аэродромных покрытий и инфраструктуры	13,86	Средний	Компенсация деформаций за счет усиления грунтового массива. Устройство защитного короба	3,43	Очень малый

						Геотехнический мониторинг		
23	[Сооружения в зоне влияния] Протечка топлива в тоннель при прорыве топливопроводов	Загазованность Возгорание топлива при попадании в тоннель	Пожар в тоннеле	12,14	Средний	Компенсация деформаций за счет усиления грунтового массива. Устройство защитного короба	4,29	Очень малый
24	[Сооружения в зоне влияния] Суффозия основания ВПП с образованием пустот под ВПП	Дополнительные осадки поверхности.	Нарушение работоспособности и эксплуатационной надежности аэродромных покрытий и инфраструктуры	17,71	Большой	Геофизические исследования основания ВПП. Заполнение пустот перед проходкой под ВПП Геотехнический мониторинг	6,14	Малый
25	[ИГИ] Вход ТПМК в линзу водонасыщенного песка	Дополнительные осадки поверхности летного поля по причине неопределенности геологических условий по трассе тоннеля (линзы водонасыщенного песчаного грунта, валуны, неучтенные коммуникации)	Деформации корпуса и оболочки щита, заклинивание ротора Провалы на поверхности	17,43	Большой	Разведочное бурение и геофизические исследования перед проходкой опасных участков	3,29	Очень малый
26	[ИГИ] Не зафиксированные при горно-геологических	Поломка ротора ТПМК Дополнительные осадки поверхности,	Увеличение сроков строительства. Нарушение работоспособности и	10,43	Малый	Разведочное бурение и геофизические исследования перед	4,29	Очень малый

	изысканиях крупногабаритные обломки и валуны по трассе тоннеля	провалы, деформации и обрушения зданий	эксплуатационной надежности аэродромных покрытий и инфраструктуры			проходкой опасных участков		
27	[ИГИ] Неучтенные коммуникации по трассе тоннеля	Поломка ТПМК Дополнительные осадки поверхности, затопление пройденного участка トンнеля	Увеличение сроков строительства. Нарушение работоспособности и эксплуатационной надежности аэродромных покрытий и инфраструктуры	8,43	Малый	Разведочное бурение и геофизические исследования перед проходкой опасных участков Геофизические исследования Перед началом работ	2,86	Очень малый
28	[ИГИ] Неучченное при ИГИ содержание радона и метана	Сверхнормативное содержание радона и метана в выработке	Риск жизни и здоровью людей	9,57	Малый	Предусмотреть в проекте ежедневные измерения содержания радона и метана в выработках	3,71	Очень малый
29	[ТПМК] Поломка основных элементов ТПМК под ВПП – двигатель, гидравлическая система и т.д.	Дополнительные осадки поверхности. Увеличение сроков и стоимости строительства Дополнительные работы по устройству штолни из ранее пройденного тоннеля или разработка котлована	Нарушение работоспособности и эксплуатационной надежности аэродромных покрытий и инфраструктуры	10,29	Малый	Своевременное проведение регламентных работ. Компенсация деформаций за счет усиления грунтового массива.	4,86	Очень малый

30	[ТПМК] Уменьшение расстояния между тоннелями в результате ошибок в навигации	Дополнительные осадки поверхности. Изменение объёмно- планировочных решений, схемы работы оборудования, радиусов и кривизны トンнеля в плане и профиле	Нарушение работоспособности и эксплуатационной надежности аэродромных покрытий и инфраструктуры	7,71	Малый	Тщательный контроль фактического положения щита	2,71	Очень малый
31	[Притонельные сооружения] Вывалы при строительстве	Дополнительные осадки поверхности. Провалы на поверхности Обрушение грунта в тоннель, затопление тоннеля, разрушение или деформирование крепи	Нарушение работоспособности и эксплуатационной надежности аэродромных покрытий и инфраструктуры	7,57	Малый	Тщательный контроль при проведении данного вида работ. Компенсация деформаций за счет усиления грунтового massива.	3,86	Очень малый
32	[Притонельные сооружения] Некачественное устройство гидроизоляции	Поступление воды в пространство притонельных сооружений	Суффозия грунта. Выщелачивание бетона	13,57	Средний	Тщательный контроль при проведении данного вида работ. Компенсация деформаций за счет усиления грунтового massива. Немедленное устройство гидроизоляции	3,29	Очень малый

33	[Тоннель] Вывалы на портальных участках тоннеля	Дополнительные осадки поверхности.	Нарушение работоспособности и эксплуатационной надежности аэродромных покрытий и инфраструктуры	12,14	Средний	Тщательный контроль при проведении данного вида работ. Компенсация деформаций за счет усиления грунтового массива. Геотехнический мониторинг	3,14	Очень малый
34	[Тоннель] Некачественный монтаж блоков	Смещение блоков с проектного положения Нарушение гидроизоляции Поступление воды в пространство притоннельных сооружений Снижение несущей способности крепи Изменение габаритов приближения	Уменьшение несущей способности тоннельной крепи	11,71	Средний	Тщательный контроль при проведении данного вида работ.	5,86	Малый
35	[Тоннель] Ошибки пилота при распределении усилий в домкратах	Сколы углов и трещины в блоках крепи Смещение блоков с проектного положения Нарушение гидроизоляции	Уменьшение несущей способности тоннельной крепи	8,43	Малый	Тщательный контроль при проведении данного вида работ.	2,71	Очень малый

36	[Тоннель] Нагнетание недостаточного объема тампонажного раствора в заобделочное пространство	Дополнительные осадки поверхности летного поля Поступление воды в пространство притоннельных сооружений Изменение геометрии кольца крепи, перекос кольца, снижение несущей способности, изменение габаритов приближения	Нарушение работоспособности и эксплуатационной надежности аэродромных покрытий и инфраструктуры	14,43	Средний	Тщательный контроль при проведении данного вида работ. Компенсация деформаций за счет усиления грунтового массива.	4,71	Очень малый
37	[Тоннель] Несвоевременное заполнение тампонажным раствором строительного зазора между ТПМК и грунтом	Дополнительные осадки поверхности летного поля Поступление воды в пространство притоннельных сооружений Изменение геометрии кольца крепи, перекос кольца, снижение несущей способности, изменение габаритов приближения	Нарушение работоспособности и эксплуатационной надежности аэродромных покрытий и инфраструктуры	12,29	Средний	Тщательный контроль при проведении данного вида работ. Компенсация деформаций за счет усиления грунтового массива.	4,57	Очень малый
38	[Тоннель]	Увеличение необходимой	Нарушение геометрии кольца крепи	5,29	Малый	Проектирование с достаточным	2,43	Очень малый

	Незапланированное увеличение нагрузки (самолетной, веса конструкций летного поля) в процессе эксплуатации	несущей способности крепи тоннеля			коэффициентом запаса		
<b>Итого:</b>				443,69			133,02

- Обводнение массива при прорыве водонесущих коммуникаций
- Протечка топлива в тоннель при прорыве топливопроводов
- Некачественное устройство гидроизоляции притоннельных сооружений
  - Вывалы на портальных участках тоннеля
  - Некачественный монтаж блоков
  - Нагнетание недостаточного объема тампонажного раствора в заобделочное пространство
  - Несвоевременное заполнение тампонажным раствором строительного зазора между ТПМК и грунтом

Для минимизации указанных технологических рисков были разработаны специальные мероприятия и произведён пересчёт величины риска с учётом рекомендованных мероприятий, результате чего суммарная бальная оценка геотехнологических рисков снизилась в 3,3 раза.

Несмотря на то, что в настоящее время существуют гораздо более сложные способы подсчёта суммарного риска, основанные, например, на модели Монте Карло, методах нечисловой статистики и т.п. [76, 155, 200], практическая реализация предлагаемой методики позволила на исключить возможность возникновения нештатных и аварийных ситуаций при ведении проходческих и строительно-монтажных работ [107, 198].

#### **4.3 Организационно-управленческий механизм контроля технологических параметров производства горно-строительных работ и качества строительства. Оперативная корректировка параметров технологии подземных работ. Разработка технического регламента**

Следует констатировать, что определенного внимания в системе алгоритмического обеспечения системы комплексного планирования стратегии реализации подземных строительных технологий заслуживает такой элемент организационно-управленческого механизма, как сама технология процессов управления, что предусматривает организацию системы информационного обеспечения управленческих решений и передачи информации посредством контроля качества выполняемых технологических операций и скрытых работ, так как конечная эффективность реализации системы управленческих решений предопределяется именно этой составляющей, оснащением управленческого аппарата современным методическим и программным обеспечением соответствующего уровня.

Важной составляющей этого управляющего процесса служит формирование статистической оперативной базы данных в виде динамических рядов, которая позволяет реализовать аппарат корреляционно-регрессионного анализа с корреляционными моделями, способными реализовать прогнозную оценку качества выполняемых технологических операций.

В этой связи следует отметить особую значимость в структуре механизма эффективного управления стратегией реализации строительных подземных технологий такого фактора, который можно обозначить как «система моделирующих технологий по выполнению оперативного контроля и учёта качества выполнения регламентных плановых работ, процессов и операций», встроенной в систему организационного обеспечения этого управленческого механизма. Здесь следует иметь в виду, что организация

трансформации и накопления статистической информации должна быть в обязательном порядке дополнена вводимыми в организационную структуру соответствующими элементами, отображающими их объективный контроль и анализ, что позволяет, в конечном итоге регулировать и координировать операции выполняемых технологических процессов.

Контроль качества выполняемых технологических операций и скрытых работ, кроме фиксации параметров, приведённых в табл. 1.2, и соблюдения требований технологического регламента, должен включать в себя использование геофизических (сейсмоакустического и ультразвукового) методов для контроля качества таких работ, как качество изготовления «стены в грунте», тампонаж заобделочного пространства и проч.

При этом необходимо сопоставлять и анализировать расчётные и фактические значения технологических параметров, влияющих на безопасность ГТС и существующей застройки. При необходимости выполнять повторные геотехнические расчёты методом обратного анализа с последующей корректировкой проекта.

### **Разработка технологического регламента**

Для обеспечения безопасности строительства должен быть разработан Технологический регламент, предусматривающий указания, требования и рекомендации по выполнению всех технологических операций, оказывающих влияние на безопасность ГТС.

Применительно к щитовой проходке, в технологическом регламента должны быть описаны требования и положения, касающиеся:

- режимов проходки, выполнения основных операций технологического цикла;
- диаграммы давления грунтового пригруза забоя по трассе тоннеля в шелыге свода тоннеля и на уровне лотка тоннеля, а также предельные значения

пригруза (давление выпора), обеспечивающие безопасность труда и сохранность зданий и сооружений в зоне влияния проходческих работ. Расчёт диаграммы пригруза выполняется по методике [174];

- состав растворов для пеногрунтового пригруза забоя;
- технологии монтажа тоннельной крепи, схемы укладки колец, допуски по точности монтажа;
- требований к блокам, составу бетонной смеси и обеспечению водонепроницаемости;
- составов тампонажных растворов их приготовления и нагнетания;
- допусков на ведение щита по оси тоннеля;
- потребностей материалов для кондиционирования грунта;
- мероприятий по маркшейдерскому обеспечению проходки;
- мероприятий по предотвращению нештатной ситуации при проходке, включая:
  - обеспечение давления грунтопригруза;
  - 100% заполнение заобделочного пространства тампонажным раствором с использованием специального устройства в виде «гребенки», обеспечивающего возможность одновременного нагнетания не менее, чем в четыре отверстия в блоках;
  - требования по объёму заполнения строительного зазора на ширину кольца;
  - требования по нагнетанию растворов на основе бентонита через отверстия в оболочке между передним и средним щитами. Для этого необходимо руководствоваться объемом зазора между оболочкой и контуром выработки;
  - ликвидацию перебора грунта, образующегося при разработке породы между ротором и корпусом ТПМК, путем нагнетания бентонитового раствора в защитовое пространство головной части ТПМК через порты впрыска. При

этом необходимо, чтобы все точки артикуляции были постоянно выдвинуты для беспрепятственного доступа к портам.

- требования к мероприятиям при технологической остановке ТПМК.

## **Мониторинг**

Мониторинг должен вестись за:

- технологическими деформациями в процессе строительства с применением современных высокоточных систем автоматизированного мониторинга.
- техническим состоянием зданий и сооружений.
- состоянием грунтового массива.
- параметрами вибрационных воздействий в процессе производства работ.

## **Выводы по 4-й главе**

1. В рамках концепции геотехнических систем (ГТС) с учетом инновационных технико-технологических решений в области подземного городского строительства сформулированы методологические основы интерактивного управления параметрами технологий горно-строительных работ на основе геотехнического мониторинга и инновационных технических решений по управлению геотехническим риском в условиях плотной городской застройки и разработаны рекомендации по его практической реализации. Ввиду отсутствия в настоящее время термина «технологический риск» это понятие сформулировано следующим образом: «технологические риски – это геотехнические риски, проявление которых обусловлено технологическими процессами ведения геотехнических работ, применяемыми машинами и оборудованием, а также горно-геологическими и гидрологическими условиями, которые могут повлиять на безопасность выполнения технологических операций».

2. Для реализации этой концепции предлагается следующий перечень мероприятий по управлению технологическими рисками: анализ материалов по предыдущему использованию территории, а также её особенностей, проведение инженерных изысканий, согласно требованиям СП 47.13330.2016 с учётом СП 22.13330.2016, СП 120.13330.2012 и СП 248.1325800.2016, а также практического опыта геотехнического мониторинга, построение геомеханической модели ГТС, наиболее полно отражающей все выявленные аспекты территории и технологические особенности строительства, анализ условий территории строительства, результатов геотехнического моделирования и принятых технологических решений, которые могут вызвать нежелательные последствия и стать причинами возможных технологических рисков, определение перечня и видов рисков, мест их возможного проявления, составление рейтинга и реестра технологических рисков с определением ранга

каждого риска по вероятности его проявления и ожидаемому ущербу, который может быть нанесён ГТС, систематизация рисков по степени их влияния на безопасность ГТС в процессе выполнения отдельных технологических операций и строительства в целом, разработка мероприятий по управлению, минимизации или исключению каждого выявленного технологического риска в зависимости от вероятности его возникновения. В процессе строительства проекта проводится периодическая ревизия реестра рисков с корректировкой мероприятий по управлению рисками.

3. Предлагаемая система мониторинга, количественной оценки, анализа и управления технологическими рисками в подземном строительстве, контроля технологических параметров производства подземных работ и качества строительства, организационно-управленческих процедур оперативной корректировки параметров технологии подземных работ, технические регламенты строительства должны быть неотъемлемыми частями системы комплексного планирования стратегии реализации строительных технологий и положены в основу организационно-управленческого механизма реализации и внедрения инновационных технико-технологических решений в области подземного городского строительства с учетом минимизации геотехнических рисков и интерактивного управления параметрами технологий горно-технических работ.

4. Разработанный методический инструментарий позволяет использовать его при разработке проектной документации, ее экспертизе, организации научно-технического сопровождения строительства и геотехнического мониторинга, при ведении строительного контроля заказчиком, подрядчиком и государственным строительным надзором, в процессе страховой оценки рисков и сдачи законченного строительством объекта в эксплуатацию.

## ГЛАВА 5

### ВЕРИФИКАЦИЯ И АПРОБАЦИЯ РЕЗУЛЬТАТОВ ИССЛЕДОВАНИЙ ПРИ КОМПЛЕКСНОМ ПЛАНИРОВАНИИ И ВЫБОРЕ СТРАТЕГИЙ РЕАЛИЗАЦИИ ТЕХНОЛОГИЙ ПОДЗЕМНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА НА ПРИМЕРЕ ПРОМЫШЛЕННЫХ ОБЪЕКТОВ МОСКВЫ И МОСКОВСКОЙ ОБЛАСТИ

#### **5.1 Реализация теоретических основ и практических приложений организационно-технологической и организационно-экономической направленности выполнения производственных процессов с учетом новых системотехнических и научно-методических принципов**

Верификация и аprobация результатов исследований при комплексном планировании и выборе стратегий реализации технологий подземного строительства на примере промышленных объектов Москвы и Московской области является неотъемлемой частью докторских исследований, так как позволяет наглядно представить объективность, надежность и достоверность проведенных научных экспериментов и аналитических исследований в рамках современных представлений.

На настоящий момент времени существует ряд различных методов проведения верификации научных исследований, которые по содержательному наполнению можно разделить на следующие совокупности с тем или иным формальным содержанием: анализ математических моделей по строго определенным правилам с использованием четко определенных ограничений; использование методов статического анализа; использование методов динамического анализа, использование методов экспертного анализа - проведение экспертизы (inspection) с помощью высокопрофессиональных экспертов.

Безусловно всем этим методам присущи свои строго специфические достоинства и недостатки, свои обозначенные области верификации, и конечная эффективность их использования в различных контекстах также различна. С этим следует отметить комплексность использования

верификации проведенных крупномасштабных исследований на базе совместного агрегирования всех этих методов в единую систему. С использованием данного подхода в процесс верификации были вовлечены следующие объекты исследований метрополитена г. Москвы: Бутовская линия. Участок ст. «Улица Старокачаловская» - ст. «Новоясеневская»; Таганско-Краснопресненская линия. Участок ст. «Выхино» - ст. «Котельники»; Люблинско-Дмитровская линия. Участок ст. «Марьина Роща» - ст. «Петровско-Разумовская»; Третий пересадочный контур. Участок ст. «Хорошевская» - ст. «Петровский парк»; Калининско-Солнцевская линия. Участки ст. «Деловой центр» - «Парк Победы», ст. «Раменки» - ст. «Рассказовка». Кожуховская линия. Участок ст. «Авиамоторная» - ст. «Некрасовка».

В Главе 3 было показано, что учёт технологических деформаций при строительстве актуален не только для открытого, но и для закрытого способов работ. Приведённое в табл. 3.7 сопоставление результатов расчётов влияния строительства открытых котлованов на здания и сооружения окружающей застройки (по результатам обзора литературных источников) с данными последующего мониторинга показало их сходимость в пределах 60%, что не соответствует требованиям о 95% «удовлетворительной» сходимости. Применительно к закрытому способу работ также имеет место существенное расхождение результатов численных расчётов с данными натурных наблюдений. Применение существующих аналитических методик, базирующихся на подходе [161] осложняется большим числом неизвестных, которые могут быть определены только экспериментальным путём, например, на начальном этапе проходки или на участках-аналогах, но в этом случае, они не могут быть заложены в проектную документацию.

Таким образом, необходима разработка достаточно простых аналитических выражений, позволяющих, при минимальном наборе исходных

данных с достаточно высокой точностью прогнозировать деформации существующей застройки при строительстве тоннельных сооружений закрытым способом.

Проведём сопоставление данных мониторинга с результатами расчётов и обследований технического состояния зданий. В качестве экспериментальной базы использовались результаты мониторинга при строительстве объектов метрополитена в различных районах г. Москвы с использованием ТПМК с грунтовым пригрузом забоя, условным диаметром режущего органа 6 м (4 выборочных участка проходки) и 10 м (2 участка проходки).

### **Анализ данных мониторинга за строительством тоннелей метрополитена в различных районах Москвы ТПМК с условным диаметром ротора 6 м**

#### **Северо-восточный участок Третьего пересадочного контура. Участок ст. «Нижняя Масловка» - ст. «Авиамоторная», ул. Новая Дорога, д. 11**

Территориально место строительства находится в Басманном районе Центрального административного округа, г. Москвы, между Семеновской набережной и Гольяновской улицей.

В геоморфологическом отношении участок строительства расположен в пределах пойменной террасы р. Синичка и частично древнеаллювиальной террасы р. Москвы. Естественный рельеф техногенно изменен и спланирован существующей застройкой.

В геологическом строении участка до глубины 61 м принимают участие отложения четвертичного, верхнеюрского и каменноугольного возрастов.

Четвертичные отложения представлены переслаиванием влажных и водонасыщенных песков, супесей, суглинков и глин, с преобладанием глинистых грунтов.

Дочетвертичные отложения представлены глинами и известняками верхнеюрского и каменноугольного возрастов.

Гидрогеологические условия участка строительства характеризуются наличием 5-ти горизонтов подземных вод, в том числе надьюрского водоносного горизонта, приуроченного к песчаным грунтам четвертичного возраста, супесям, песчаным прослойм среди суглинков и глин. Горизонт преимущественно безнапорный, однако в отдельных местах он обладает напором до 4,2 м.

Вмещающим грунтами остальных горизонтов подземных вод являются каменноугольные известняки различного возраста.

Перегонные тоннели, внешним диаметром 5,9 м пройдены ТПМК фирмы Herrenknecht с грутовым пригрузом забоя, диаметром режущего органа 6,25 м в четвертичных отложениях на глубине 17 м от поверхности земли.

Тоннели проходят под двухэтажным зданием спортивного зала с подвалом и чердаком, прямоугольной формы в плане с габаритными размерами 20,91 x 27,92 м и высотой 15,0 м (рис. 5.1). Конструктивная схема здания – стеновая и неполный каркас.

Фундаменты: под стенами – ленточные монолитные железобетонные; под внутренними отдельно стоящими опорами – столбчатые, сборные, железобетонные. Основанием фундаментов служат насыпные грунты, ниже залегают пески мелкие и средней крупности, средней плотности, водонасыщенные.

Расчётная осадка здания равна 25 мм, относительная разность осадок 0,0011. Расчет выполнялся в плоской постановке, с применением программного комплекса Z\_Soil, с учетом заполнения заобделочного пространства при строительстве перегонного тоннеля не менее чем на 80%.

В процессе строительства были зафиксированы осадки оснований фундаментов здания до 47,2 мм, трещины в кирпичной кладке стен с

раскрытием 10,0 – 40,0 мм и длиной 1,50 – 2,50 м (рис. 5.2). Результаты данных мониторинга и их сопоставление с расчётыным прогнозом приводятся в табл. 5.1.



Рис. 5.1. Здание по адресу ул. Новая дорога, д. 11

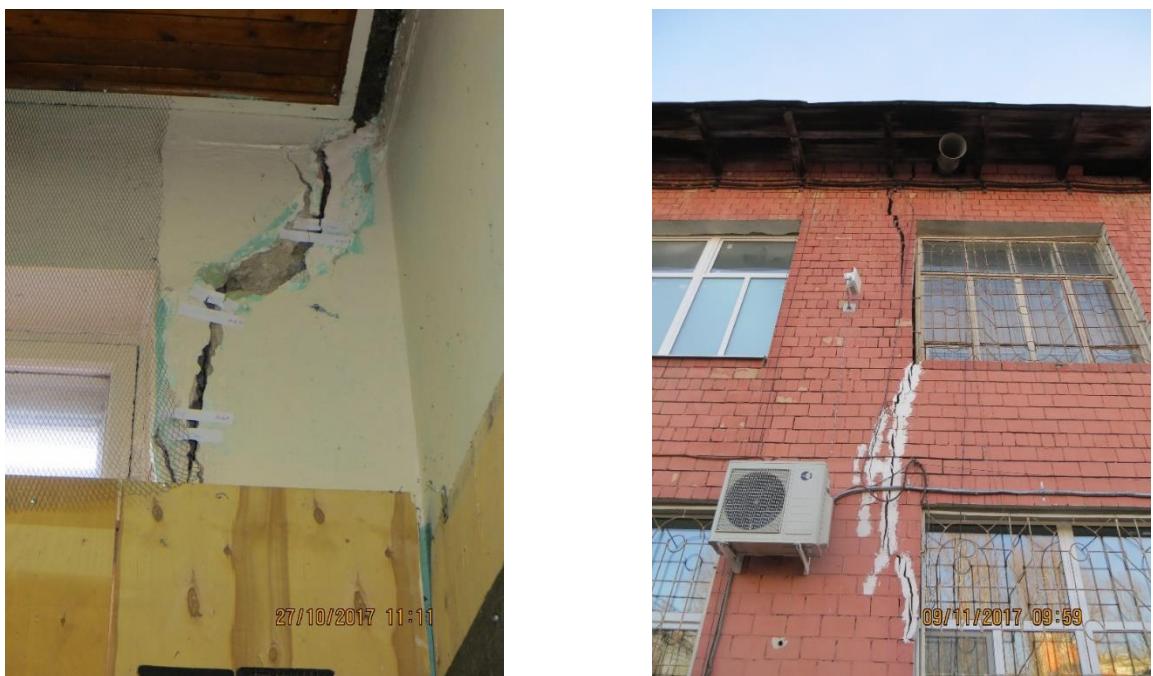


Рис. 5.2. Трешины в кирпичной кладке стен с раскрытием 10 – 40 мм

Сходимость результатов расчёта с данными мониторинга – 52,9 %.

На рис. 5.3 приводятся результаты мониторинга за осадками здания на момент стабилизации деформаций.

Табл. 5.1.

**Сопоставление результатов обследования, расчётов и мониторинга для здания по адресу: ул. Новая Дорога, д. 11**

Расстояние от оси тоннеля до точки наблюдения, м	Осадка, мм		
	Расчётная	Допустимая	Фактическая
2,6	25	10	40,6
1,7	25	10	32,3
8,3	25	10	24,9
1,7	25	10	20,3
6,6	25	10	19,6
11,4	25	10	24,1
18,3	25	10	27
14,0	25	10	12,4
8,3	25	10	17,9
1,7	25	10	47,2
5,2	25	10	44,4
4,4	25	10	41,2
1,3	25	10	42,6
2,0	25	10	43,5

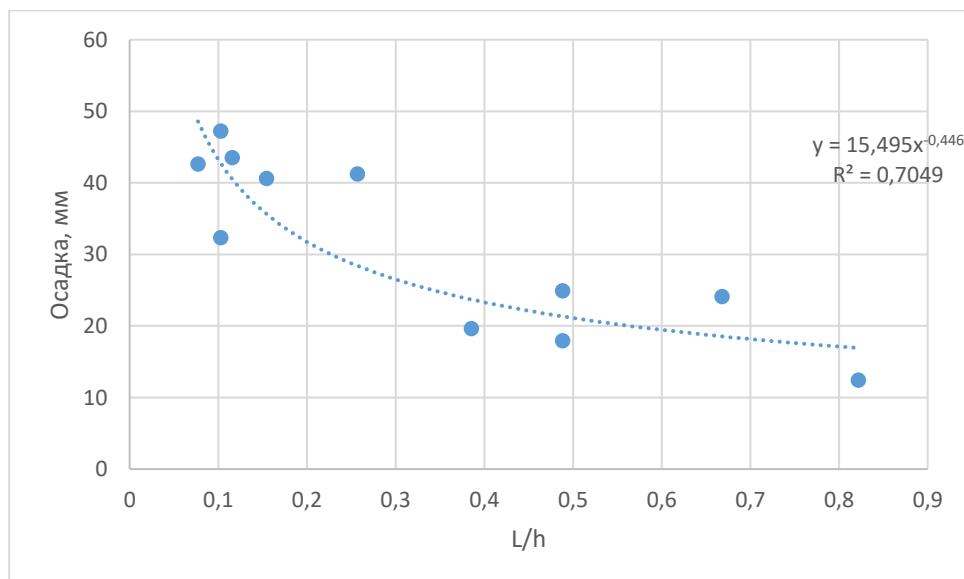


Рис. 5.3. Осадки оснований фундаментов дома № 11 по ул. Новая дорога при проходке ТПМК диаметром 6,25 м на глубине 17 м

Обработка результатов производилась по методике, описанной в предыдущем разделе. Методом наименьших квадратов получена эмпирическая зависимость осадки  $s$  (мм) от соотношения расстояния на горизонтальной плоскости от оси тоннеля до точки наблюдения  $L$  (по нормали к оси тоннеля) к глубине заложения оси тоннеля  $h$ :

$$s = 15,495 \left( \frac{L}{h} \right)^{-0.446}. \quad (5.1)$$

Максимальная ошибка аппроксимации – 26,5 %.

### **Кожуховская линия. Участок ст. «Улиц Дмитриевского» - ст. «Косино», Лермонтовский просп., д. 2**

Район строительства расположен в Юго-Восточном административном округе в районе Выхино-Жулебино, вблизи от станции метрополитена «Лермонтовский проспект» и железной дорогой Казанского направления.

В геоморфологическом отношении участок строительства находится в пределах третьей надпойменной (ходынской) террасы р. Москвы, которая представляет собой аккумулятивно-эрэзионную равнину, сложенную аллювиально-флювиогляциальными отложениями.

Естественный рельеф техногенно изменен и спланирован существующей застройкой.

В геологическом строении до исследуемой глубины 73,0 м принимают участие четвертичные отложения различного генезиса, представленные переслаиванием песков, супесей, суглинков и глин, с преобладанием водонасыщенных песков, подстилаемые юрскими суглинками и глинами и каменноугольными глинами и известняками.

*Гидрогеологические условия* участка строительства характеризуются наличием надъюрского водоносного комплекса, который в пределах рассматриваемого участка делится на 3 водоносных горизонта.

Перегонные тоннели метрополитена на участке между станционными комплексами «Салтыковская улица» и «Косино» сооружаются закрытым способом с применением ТПМК диаметром 6,28 м. В качестве несущей конструкции перегонных тоннелей применяется высокоточная сборная железобетонная крепь внешним диаметром 5,9 м. Глубина заложения тоннелей 18,0 м

Строящийся тоннель проходит вдоль 14-ти этажного жилого дома с 1-но этажной пристройкой (рис. 5.4). Конструктивная схема здания – стеновая, с продольными и поперечными несущими стенами. Фундаменты – ленточные из сборного железобетона. Расчётная осадка здания равна 29 мм, относительная разность осадок 0,00087. Расчет выполнялся в пространственной постановке, с применением программного комплекса Z\_Soil.

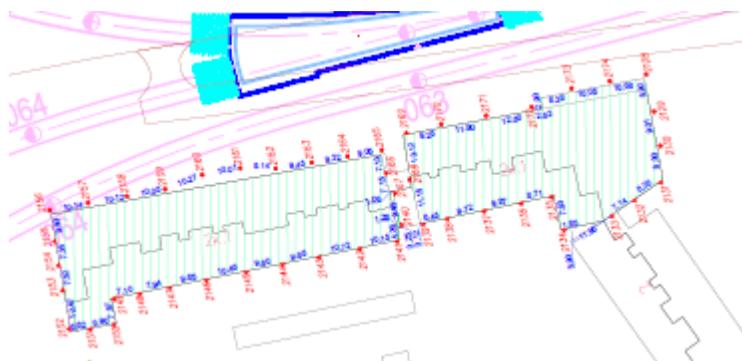


Рис. 5.4. Схема мониторинга за зданием по Лермонтовскому просп., д. 2.

В процессе строительства были зафиксированы осадки оснований фундаментов здания до 30,7 мм. Результаты данных мониторинга и их сопоставление с расчётыным прогнозом приводятся в табл. 5.2. Сходимость результатов расчёта с данными мониторинга – 94,5 %.

На рис. 5.5 приводятся результаты мониторинга за осадками здания на момент стабилизации деформаций.

**Сопоставление результатов обследования, расчётов и мониторинга для здания по адресу: Лермонтовский просп., д. 2**

Расстояние от оси тоннеля до точки наблюдения, м	Осадка, мм		
	расчётная	допустимая	факт
36,9	29	30	1,2
36,2	29	30	1,2
34,6	29	30	1,5
33,8	29	30	2,4
31,5	29	30	2,6
30,0	29	30	2,5
28,5	29	30	2,9
34,6	29	30	1,6
33,1	29	30	1,8
30,8	29	30	1,7
20,8	29	30	3,7
14,6	29	30	5,6
8,5	29	30	9,3
1,5	29	30	12,9
3,8	29	30	16,8
6,2	29	30	30,7
8,5	29	30	19,4
10,0	29	30	13,3
12,3	29	30	12
13,8	29	30	11,3
14,6	29	30	47,8
15,4	29	30	15,2
16,2	29	30	13,5
20,8	29	30	4,9
26,9	29	30	4
24,6	29	30	4,1
11,5	29	30	6
12,3	29	30	7,2
13,8	29	30	6,4
13,8	29	30	6,3
12,3	29	30	5,9
13,1	29	30	4,6

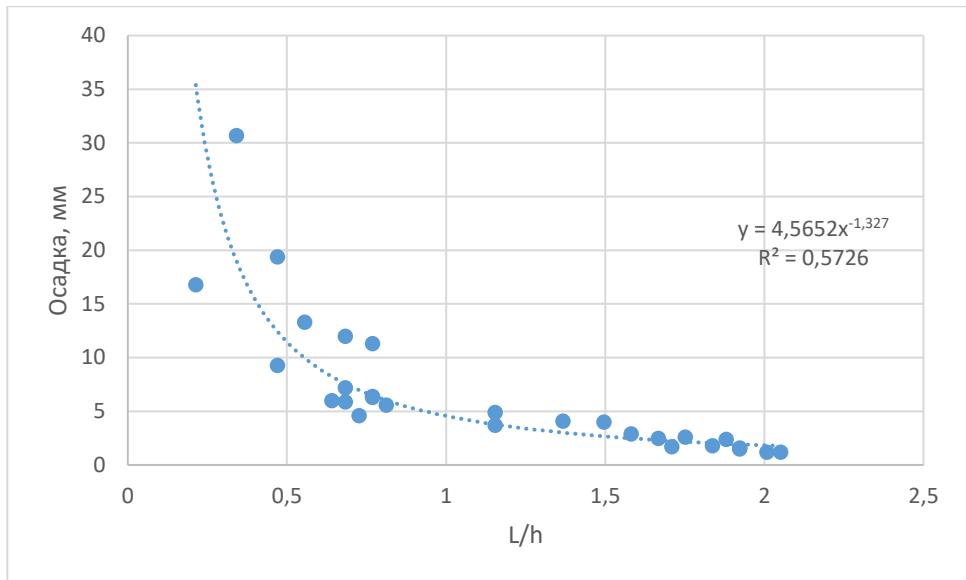


Рис. 5.5. Осадки оснований фундаментов дома № 2 по Лермонтовскому просп. при проходке ТПМК диаметром 6,28 м на глубине 18 м

Методом наименьших квадратов получена эмпирическая зависимость осадки  $s$  (мм) от соотношения расстояния на горизонтальной плоскости от оси тоннеля до точки наблюдения  $L$  (по нормали к оси тоннеля) к глубине заложения оси тоннеля  $h$ :

$$s = 4,5652 \left( \frac{L}{h} \right)^{-1,327}. \quad (5.2)$$

Максимальная ошибка аппроксимации – 14,3 %.

### **Калининско-Солнцевская линия. Наблюдения за осадками земной поверхности и зданий в районе Мичуринского проспекта**

В административном отношении участок строительства находится в Западном административном округе г. Москвы, на территории района Очаково-Матвеевское.

В геоморфологическом отношении участок строительства располагается в пределах пределах флювиогляциального плато, прорезанного долиной ручья. Поверхность участка ровная, спланированная. Согласно

материалам горно -геологических изысканий, в пределах участка строительства до разведанной глубины 80 м залегают отложения четвертичной, меловой и юрской систем.

Четвертичные отложения представлены переслаиваниями песчаных и глинистых (супеси, суглинки и глины различной консистенции) отложений, с преобладанием глинистых грунтов.

Меловые отложения – суглинки и супеси с прослойями водонасыщенных песков.

Юрские отложения – глины полутвёрдой консистенции.

Подземные воды до глубины 25 м не вскрыты, за исключением линз и прослоев обводнённого песка в моренных суглинках на отдельных участках трассы.

Проходка тоннелей велась ТПМК с грунтовым пригрузом забоя с диаметром рабочего органа 6,28 м, в суглинках и глинах тугопластичной консистенции на глубине около 20 м. Постоянная крепь тоннелей монтировалась из высокоточных железобетонных блоков внутренним диаметром 5,4 м, наружным – 6,0 м.

В процессе строительства были зафиксированы осадки оснований фундаментов зданий по трассе тоннеля до 54 мм и земной поверхности до 23,4 мм. Результаты данных мониторинга и их сопоставление с расчётным прогнозом приводятся в табл. 5.3. Сходимость результатов расчёта с данными мониторинга по наблюдением за зданиями – 84,7 %, за земной поверхностью – 50,3 %

На рис. 5.6 и 5.7 приводятся результаты мониторинга за осадками здания по Мичуринскому просп., д. 58 и за земной поверхностью на момент стабилизации деформаций.

Табл. 5.3.

**Сопоставление результатов обследования, расчётов и мониторинга земной поверхности и зданий в районе Мичуринского просп.**

Расстояние от оси тоннеля до точки наблюдения, м	осадка, мм		
	расчётная	допустимая	факт
7,7	1	40	1,6
9,1	1	40	2,1
11,9	1	40	1,9
12,6	1	40	2
13,3	1	40	2,5
13,3	1	40	2,4
14,0	1	40	2
14,0	1	40	1,9
13,3	1	40	1,8
16,8	1	40	1,7
13,3	1	40	1,8
12,6	1	40	1,7
0,0	1	40	1,4
25,2	1	40	1,5
0,0	1	40	1,3
27,3	1	40	1,4
27,3	1	40	1,4
27,3	1	40	1,3
28,0	1	40	1,5
28,0	1	40	1,4
27,3	1	40	1,3
27,3	1	40	1,4
25,9	1	40	1,4
25,2	1	40	1,5
21,0	1	40	1,5
18,2	1	40	1,6
17,5	1	40	1,5
15,4	1	40	1,2
18,3	29		0
18,3	29		1
16,0	29		1
13,7	29		3
8,0	29		9
3,4	29		31
0,7	29		38
0,2	29		54
0,0	29		
10,3	29		4
14,8	29		-1

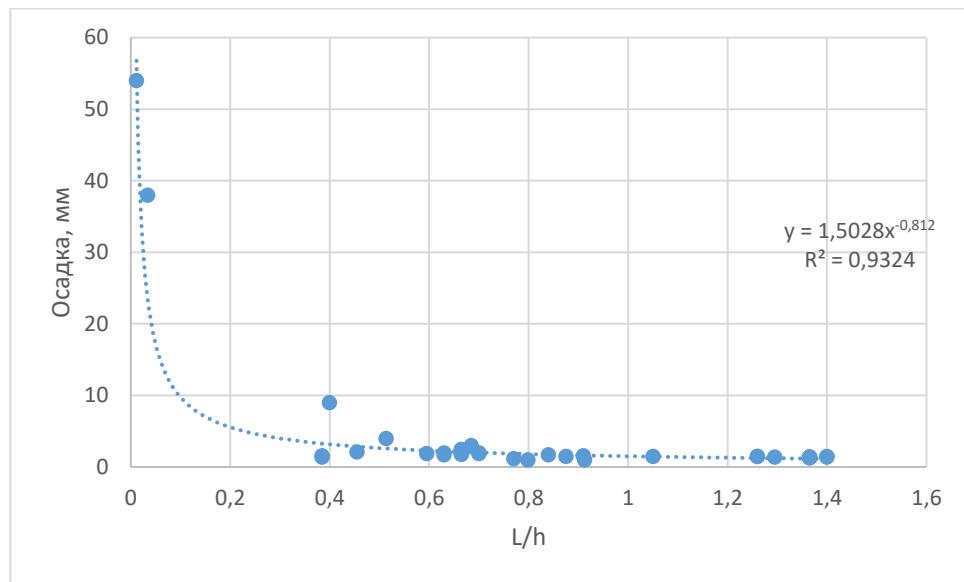


Рис. 5.6. Осадки оснований фундаментов дома № 58 по Мичуринскому просп. при проходке ТПМК диаметром 6,28 м на глубине около 20 м

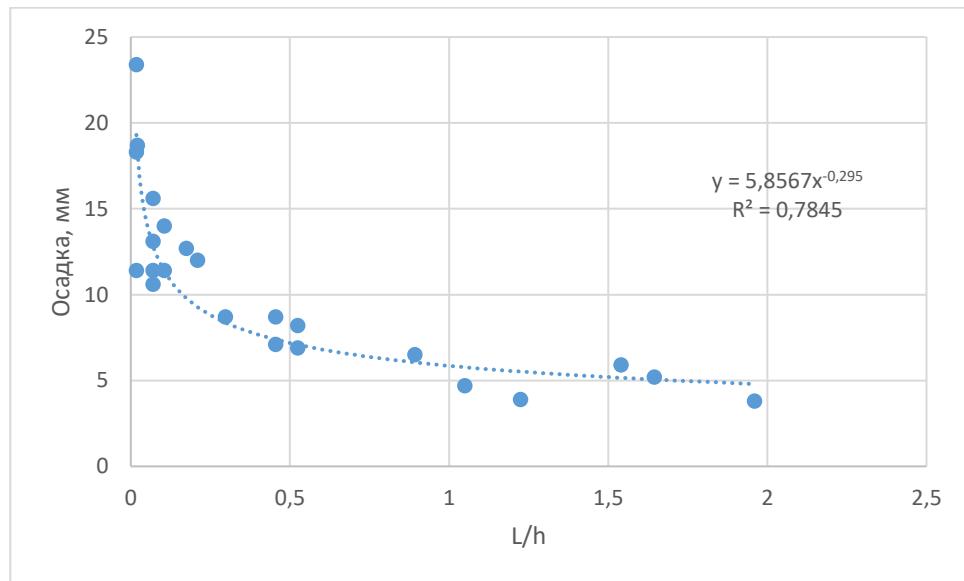


Рис. 5.7. Осадки земной поверхности в районе Мичуринского просп. при проходке ТПМК диаметром 6,28 м на глубине около 20 м

Методом наименьших квадратов получена эмпирическая зависимость осадки  $s$  (мм) от соотношения расстояния на горизонтальной плоскости от оси тоннеля до точки наблюдения  $L$  (по нормали к оси тоннеля) к глубине заложения оси тоннеля  $h$ :

- при наблюдении за осадками оснований фундаментов здания:

$$s = 1,5028 \left( \frac{L}{h} \right)^{-0.812}, \quad (5.3)$$

- при наблюдении за осадками земной поверхности

$$s = 5,8567 \left( \frac{L}{h} \right)^{-0.295}. \quad (5.4)$$

Максимальная ошибка аппроксимации – 17 %.

### Обобщение данных наблюдений

Выше представлены результаты мониторинга за строительством перегонных тоннелей в песчано-глинистых грунтах на глубине до 20 м. Применялись ТПМК с грунтовым пригрузом забоя с диаметром рабочего органа 6,25 – 6,28 м. Полученные эмпирические зависимости 5.1… 5.4 имеют ошибку аппроксимации 14,3 – 26,5 %. Аналогичность горно-геологических условий и характеристик проходческого оборудования, а также полученный характер степенных зависимостей позволяет обобщить результаты мониторинга по указанным объектам (рис. 5.8).

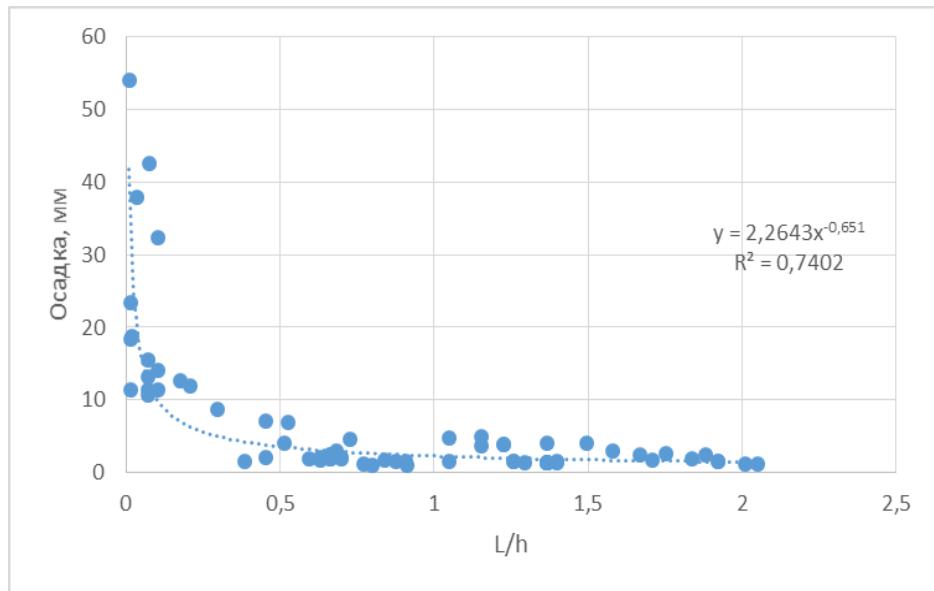


Рис. 5.8. Обобщённая степенная зависимость осадки от соотношения  $L/h$  для различных районов Москвы при проходке ТПМК диаметром 6,25… 6,28 м на глубине до 20 м  
Эмпирическая зависимость, полученная методом наименьших квадратов имеет вид:

$$s = 3,6 \cdot 10^{-4} d_r \left( L/h \right)^{-0.651}. \quad (5.5)$$

Точность расчетов по выражению (5.5) – 74%, при этом сопоставление сходимости результатов численных расчётов с данными мониторинга даёт величину 70,6%, т.е. точность расчётов по предлагаемой эмпирической формуле на 3,5% превышает точность математического моделирования. Выражение (5.5) может использоваться при верификации геотехнических расчётов.

### **Анализ данных мониторинга за строительством тоннелей**

#### **метрополитена ТПМК диаметром 10 м**

#### **Строительство перегонных тоннелей метрополитена на участке Некрасовской линии от станции «Косино» до станции «Юго-Восточная»**

ТПМК «Herrenknecht TMB EPB 10850» с грунтопригрузом применяется для строительства двухпутных перегонных тоннелей метрополитена на участке Некрасовской линии от станции «Косино» до станции «Юго-Восточная». Диаметр рабочего органа 10,82 м, диаметры крепи: наружный – 10,5 м, внутренний – 9,6 м. Глубина заложения шельги тоннеля на рассматриваемом участке составляет порядка 30 м.

Участок строительства находится на территории Юго-Восточного и Восточного административных округов г. Москвы.

В геоморфологическом отношении, рассматриваемый участок находится в пределах третьей надпойменной террасы р. Москвы, которая представляет собой равнину слабонаклоненную к реке ( $1,5\text{--}3^\circ$ ), сложенную аллювиально-флювиогляциальными отложениями. Естественная поверхность техногенно изменена, спланирована и занята существующей застройкой.

В геологическом строении участка до глубины 45,0 м принимают участие четвертичные отложения различного генезиса, подстилаемые отложениями нижнемеловой – верхнеюрской и юрской системы (рис. 5.9).

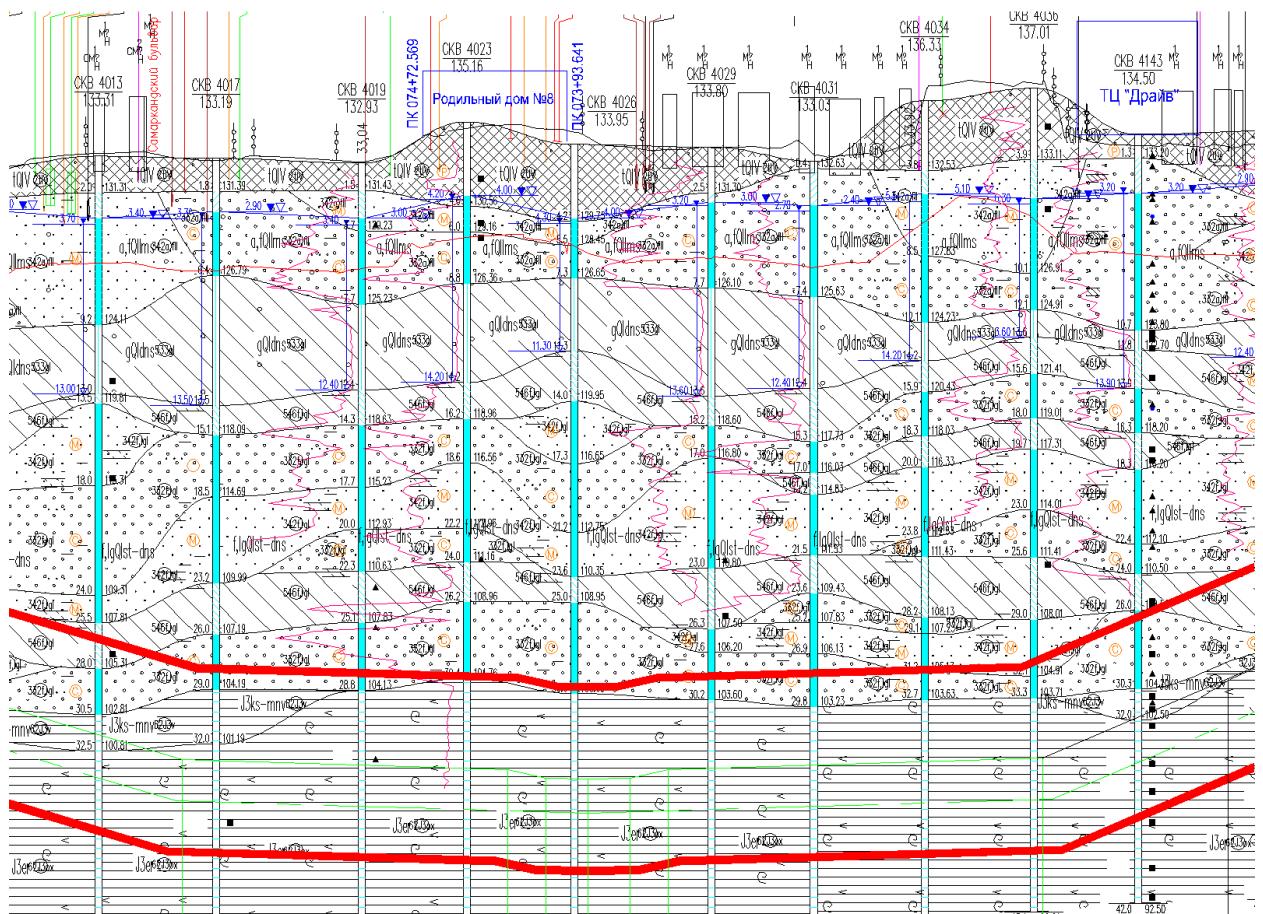


Рис. 5.9. Горно-геологический разрез по трассе перегонного тоннеля d10 м.

Четвертичные отложения представлены переслаиванием песчаных и глинистых грунтов, с преобладанием водонасыщенных мелких и пылеватых песков.

Юрские отложения представлены глинами и суглинками твёрдыми, полутвердыми и тугопластичными.

Гидрологические условия характеризуются развитием надъюрского водоносного комплекса, приуроченного к четвертичным отложениям.

Нижним водоупором для надьюрского водоносного комплекса являются верхнеюрские глины.

Перегонные тоннели в основном располагаются в верхнеюрских глинах, однако шельга свода практически на всём протяжении трассы вскрывает четвертичные отложения.

По трассе тоннеля располагаются:

- Дорожное полотно МКАД;
- Опоры ЛЭП;
- Здания и инженерные коммуникации.

В процессе проходки были зафиксированы максимальные осадки поверхности в 16,5 мм для сооружения кислородной станции, расположенной непосредственно над тоннелем. Результаты данных мониторинга и их сопоставление с расчётным прогнозом приводятся в табл. 5.4. Сопоставление результатов математического моделирования (рис. 5.10) с данными мониторинга показали сходимость в пределах 9,5%.

На рис. 5.11 приводятся результаты мониторинга за осадками зданий, сооружений и земной поверхности, расположенных по трассе тоннеля.

Методом наименьших квадратов получена эмпирическая зависимость осадки  $s$  (мм) от соотношения расстояния на горизонтальной плоскости от оси тоннеля до точки наблюдения  $L$  (по нормали к оси тоннеля) к глубине заложения оси тоннеля  $h$ :

$$s = 1,7922 \left( \frac{L}{h} \right)^{-0.556}. \quad (5.6)$$

Максимальная ошибка аппроксимации – 20,8 %.

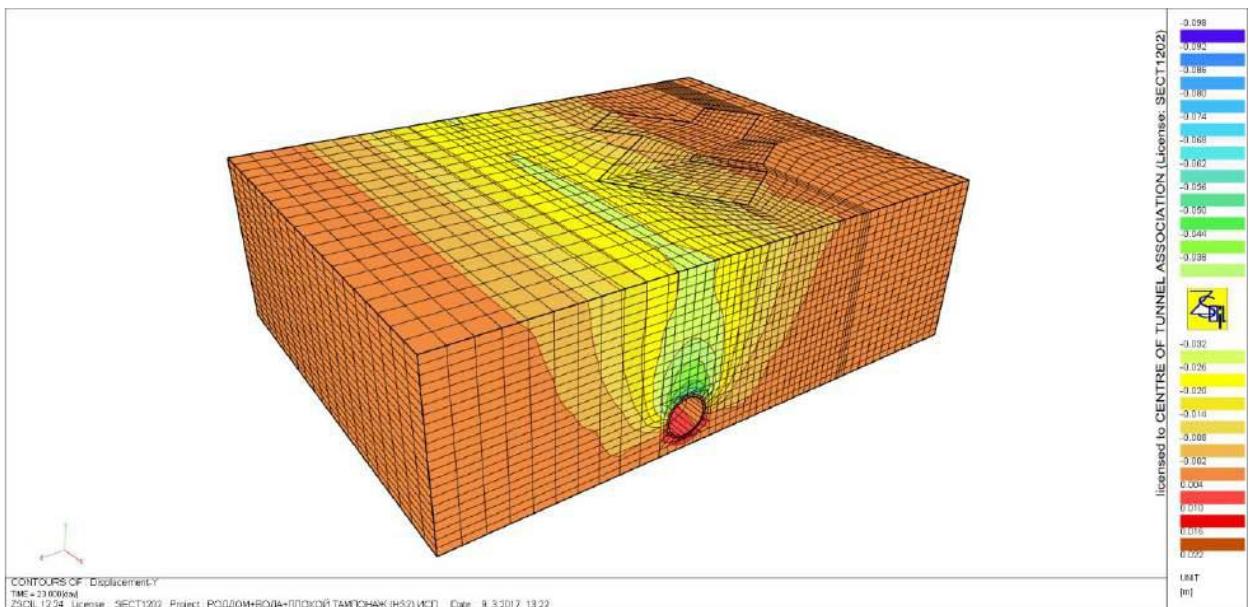


Рис. 5.10. Изополя вертикальных перемещений здания, расположенного по трассе тоннеля d10 м, на момент окончания строительства

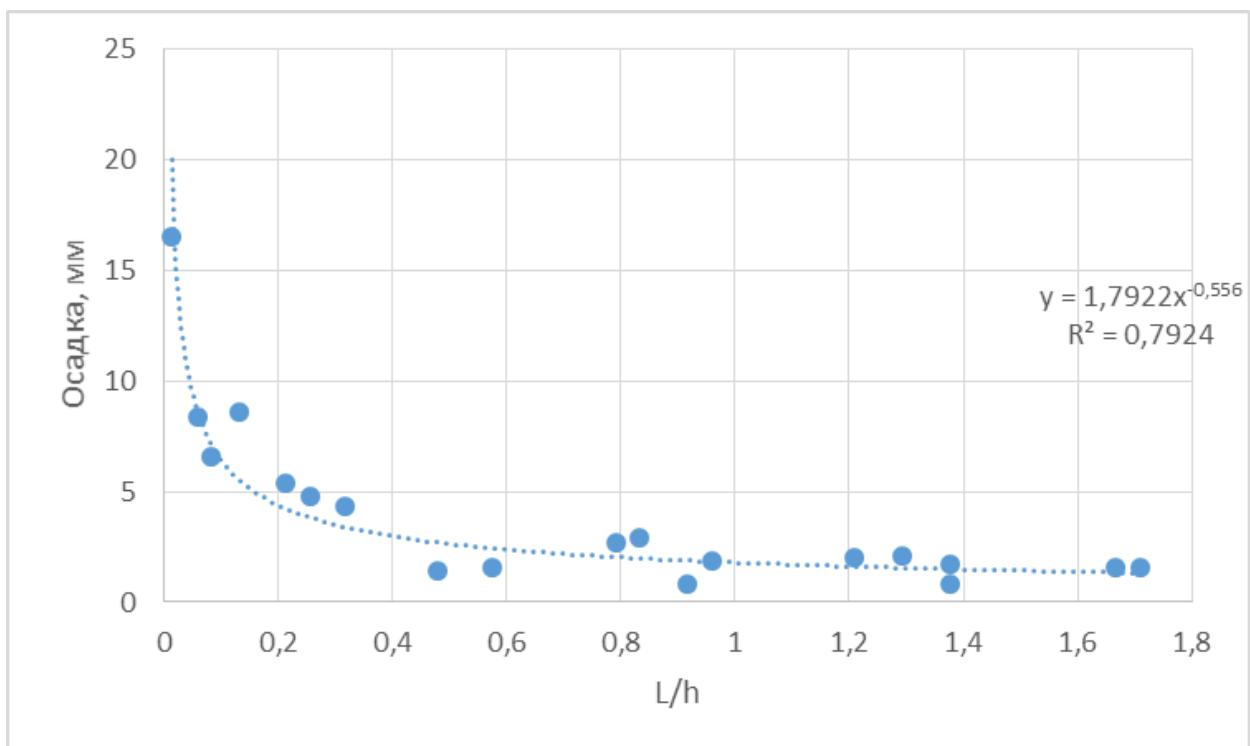


Рис. 5.11. Осадки земной поверхности, зданий и сооружений участка Некрасовской линии при проходке ТПМК диаметром 10,82 м на глубине около 30 м

Табл. 5.4.

**Сопоставление результатов обследования, расчётов и мониторинга земной поверхности, зданий и сооружений на участке Некрасовской линии от станции «Косино» до станции «Юго-Восточная»**

Расстояние от оси тоннеля до точки наблюдения, м	осадка, мм		
	расчётная	допустимая	факт
25,6	34,2		0,3
11,1	34,2		0,5
6,0	34,2		0,7
0,4	34,2		0,8
23,9	34,2		0,4
14,9	34,2		0,5
6,0	34,2		0,8
3,8	34,2		0,8
7,7	13		4,8
1,8	13		8,4
0,9	13		5,8
9,5	13		4,3
17,3	13		1,6
6,4	13		5,4
41,3	29,5		0,8
27,5	29,5		0,8
14,4	29,5		1,4
1,3	29,5		4,6
11,3	29,5		4,8
23,8	29,5		2,7
36,3	29,5		2
50,0	29,5		1,6
51,3	29,5		1,6
38,8	29,5		2,1
25,0	29,5		2,9
11,3	29,5		5,7
2,5	29,5		6,6
13,8	29,5		3,6
28,8	29,5		1,9
41,3	29,5		1,7
7,1	0		1,1
3,9	0		8,6
0,4	0		16,5
5,1	0		17,9
7,9	0		11,8
13,0	0		4,9

Полученная эмпирическая зависимость (2.8) имеет сходимость с результатами наблюдений в процессе строительства в 8,3 раза выше по сравнению с данными математического моделирования.

**Строительство перегонных тоннелей метрополитена на участке  
Некрасовской линии от станции «Окская улица» до станции  
«Стахановская улица»**

Проходка велась на глубине от 36 до 11 м ТПМК «Herrenknecht TMB EPB» с грунтовым пригрузом забоя, с диаметром рабочего органа 10,69 м, диаметр тоннеля 10,3 м, толщина крепи 0,45 м.

В геоморфологическом отношении участок строительства приурочен к третьей надпойменной (ходынской) террасе р. Москва и представляет собой флювиогляциальную равнину, сложенную водно-ледниковыми и аллювиальными отложениями второго этапа отступания ледника. Поверхность участка представляет собой сочетание проезжих частей улиц, газонов, тротуаров, подземных переходов, административных, технических и жилых зданий и сооружений. Подземное пространство до глубины 3-6 метров занято инженерными коммуникациями.

В геологическом строении принимают участие четвертичные отложения различного генезиса, подстилаемые верхнеюрскими отложениями и отложениями каменноугольной системы.

В зоне влияния строительства располагались следующие здания и сооружения:

- Рязанский проспект, д. 8, стр. 1– 5-ти этажное здание из сборных керамзитобетонных и силикатных блоков, с габаритами в плане 44,4x50,94 м. Конструктивная схема – стеновая и неполный каркас. Предельно допустимая осадка здания 30 мм, расчётная 90,4 мм, фактическая 2,8 мм. На рис. 5.12 приводятся результаты мониторинга за осадками здания. Сопоставление

результатов математического моделирования с данными мониторинга показали сходимость в пределах 1,04%.

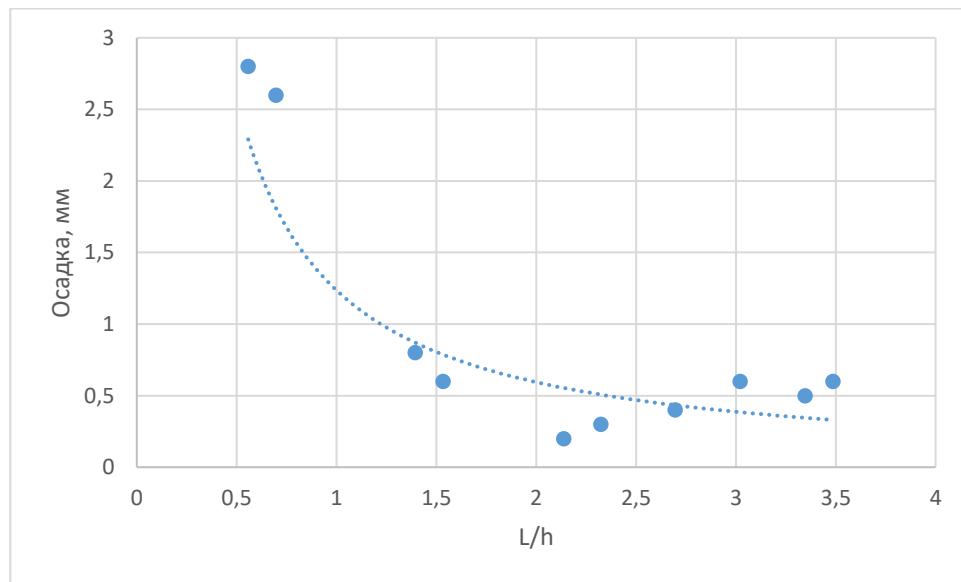


Рис. 5.12. Осадки дома 8 стр. 1 по Рязанскому просп. при проходке ТПМК диаметром 10,69 м на глубине около 12 м

- Рязанский проспект, д. 8, стр. 2 – 5-ти этажное здание из сборных керамзитобетонных и силикатных блоков, с габаритами в плане 49,9x38,61 м. Конструктивная схема – стеновая и неполный каркас. Предельно допустимая осадка здания 30 мм, расчётная 70,7 мм, фактическая 3,7 мм. На рис. 5.13 приводятся результаты мониторинга за осадками здания. Сопоставление результатов математического моделирования с данными мониторинга показали сходимость в пределах 1,84%.

- Рязанский проспект, д. 8, стр. 14 – 4-17-ти этажное здание из сборных керамзитобетонных панелей и кирпича, с габаритами в плане 38x50 м. Конструктивная схема – полный каркас. Предельно допустимая осадка здания 30 мм, расчётная 37,4 мм, фактическая 0,9 мм. На рис. 5.14 приводятся результаты мониторинга за осадками здания. Сопоставление результатов

математического моделирования с данными мониторинга показали сходимость в пределах 1,0 %.

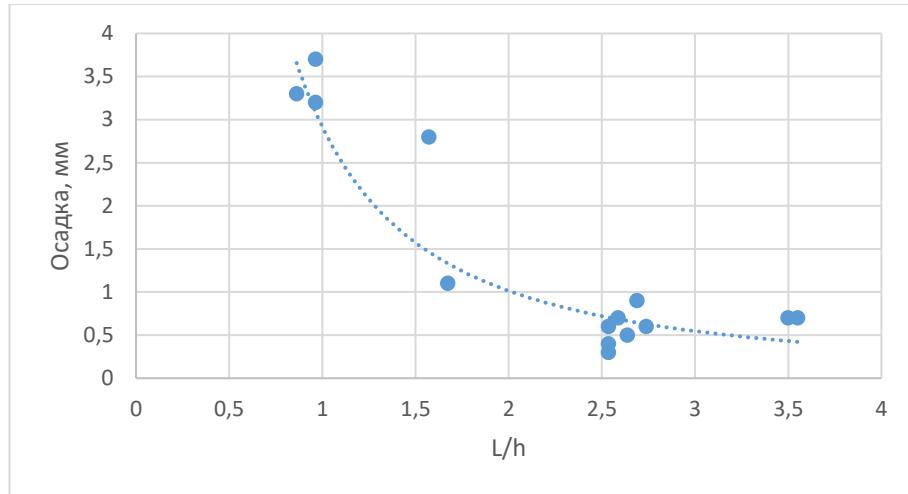


Рис. 5.13. Осадки дома 8 стр. 2 по Рязанскому просп. при проходке ТПМК диаметром 10,69 м на глубине около 11 м

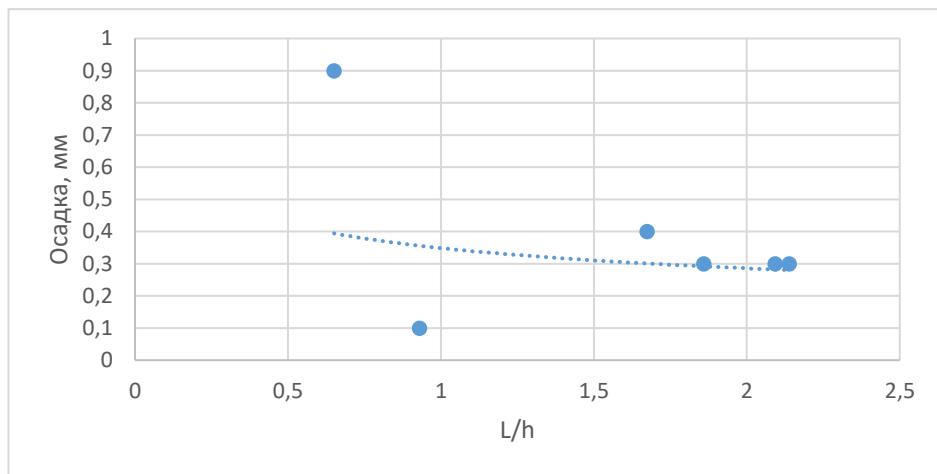


Рис. 5.14. Осадки дома 8 стр. 14 по Рязанскому просп. при проходке ТПМК диаметром 10,69 м на глубине около 12 м

- Рязанский проспект, д. 10, стр. 1 – 4-х этажное здание из сборных керамзитобетонных панелей и кирпича, с габаритами в плане 29x106 м. Конструктивная схема – полный каркас. Внутри здания установлено производственное оборудование. Предельно допустимая осадка здания 30 мм, расчётная 85,8 мм, фактическая 8,6 мм. На рис. 5.15 приводятся результаты мониторинга за осадками здания. Сопоставление результатов

математического моделирования с данными мониторинга показали сходимость в пределах 4,2 %.

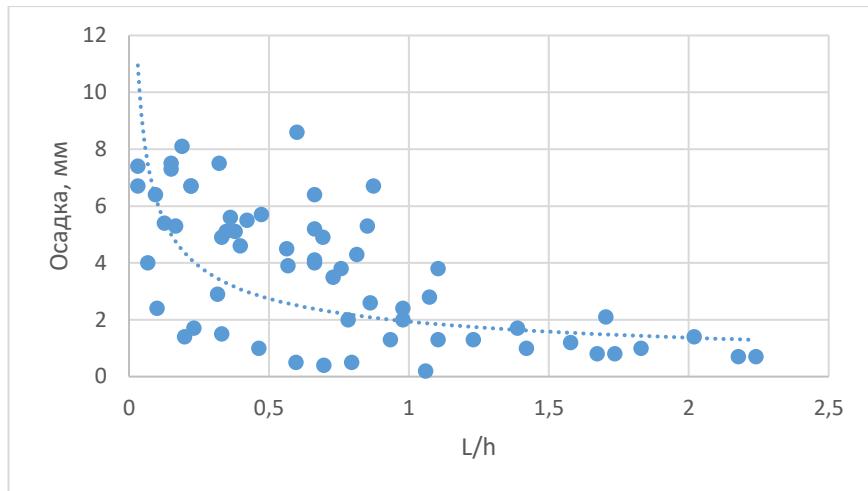


Рис. 5.15. Осадки дома 10 стр. 1 по Рязанскому просп. при проходке ТПМК диаметром 10,69 м на глубине около 16 м

- Рязанский проспект, д. 10, стр. 3 – 1-но этажное кирпичное здание производственного назначения, с габаритами в плане 95x77 м и высотой 12,4 м. Конструктивная схема – полный каркас. Предельно допустимая осадка здания 30 мм, расчётная 79,4 мм, фактическая 6,4 мм. На рис. 5.16 приводятся результаты мониторинга за осадками здания. Сопоставление результатов математического моделирования с данными мониторинга показали сходимость в пределах 3 %.

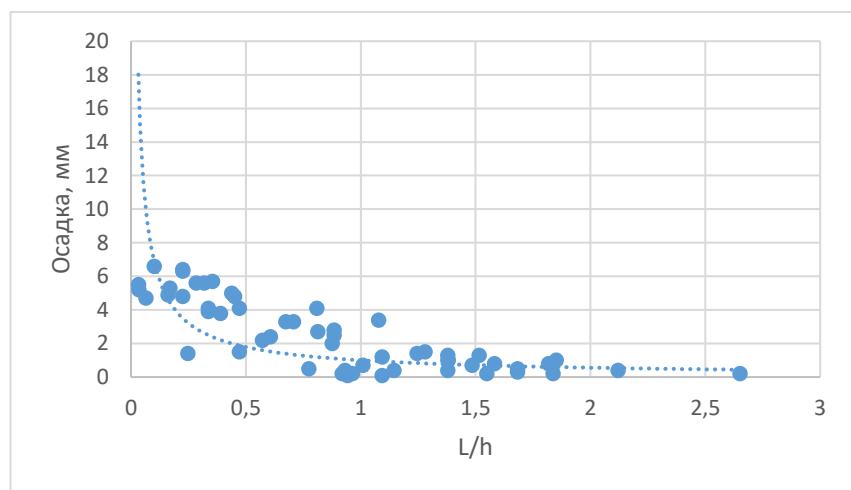


Рис. 5.16. Осадки дома 10 стр. 3 по Рязанскому просп. при проходке ТПМК диаметром 10,69 м на глубине около 16,5 м

- Рязанский проспект, д. 22 – 1-но этажное здание из сборных керамзитобетонных панелей и бетонных блоков, с габаритами в плане 38x35 м, высотой 8 м. Конструктивная схема – стеновая и неполный каркас. Предельно допустимая осадка здания 30 мм, расчётная 54,1 мм, фактическая 8,1 мм. На рис. 5.17 приводятся результаты мониторинга за осадками здания. Сопоставление результатов математического моделирования с данными мониторинга показали сходимость в пределах 8,1 %.

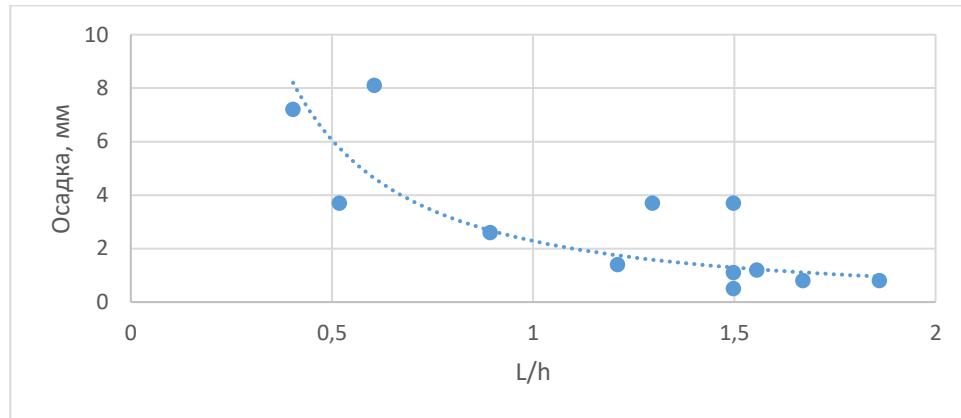


Рис. 5.17. Осадки дома 22 по Рязанскому просп. при проходке ТПМК диаметром 10,69 м на глубине около 23 м

- Подземный пешеходный переход вблизи здания по Рязанскому просп., д. 22. Конструктивная схема – смешанная – сборные «П» образные железобетонные панели и монолитные железобетонные конструкции. Предельно допустимая осадка сооружения 30 мм, расчётная 48,1 мм, фактическая 4,3 мм. На рис. 5.18 приводятся результаты мониторинга за осадками здания. Сопоставление результатов математического моделирования с данными мониторинга показали сходимость в пределах 8,1 %.

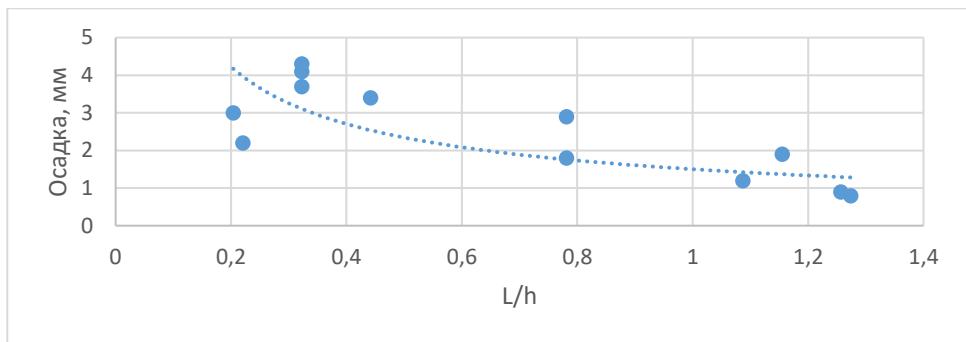


Рис. 5.17. Осадки пешеходного перехода вблизи дома 22 по Рязанскому просп. при проходке ТПМК диаметром 10,69 м на глубине 24,7 м

На рис. 5.18 приводятся результаты мониторинга за осадками зданий, сооружений и земной поверхности, расположенныхых по трассе участка Некрасовской линии от станции «Окская улица» до станции «Стахановская улица». Сопоставление результатов математического моделирования с данными мониторинга по всей трассе показали среднее значение сходимости 4,3 %.

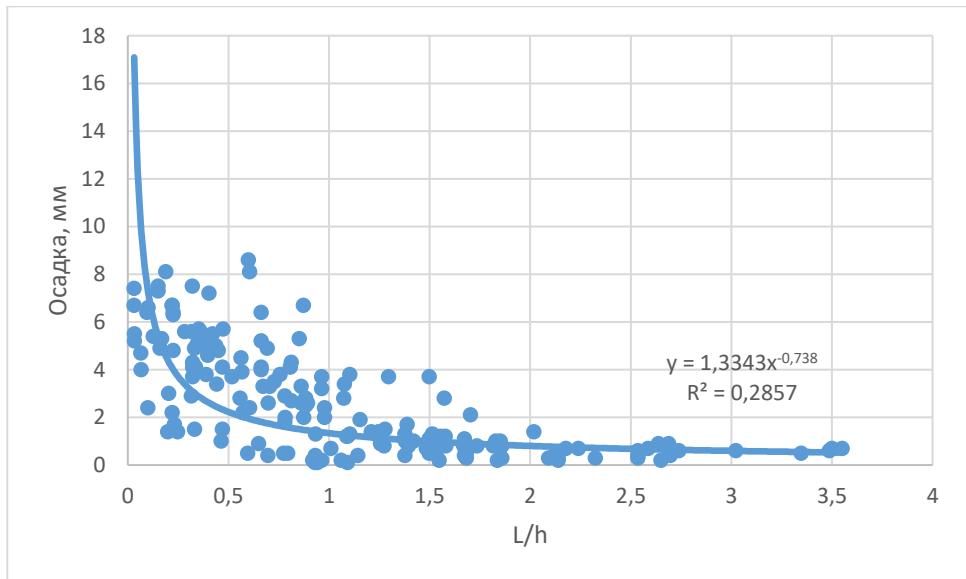


Рис. 5.18. Осадки зданий и сооружений участка Некрасовской линии от станции «Окская улица» до станции «Стахановская улица» при проходке ТПМК диаметром 10,82 м на глубине 11 – 26 м

Методом наименьших квадратов получена эмпирическая зависимость осадки  $s$  (мм) от соотношения расстояния на горизонтальной плоскости от оси тоннеля до точки наблюдения  $L$  (по нормали к оси тоннеля) к глубине заложения оси тоннеля  $h$ :

$$s = 1,3343 \left( \frac{L}{h} \right)^{-0.738}. \quad (5.7)$$

Максимальная ошибка аппроксимации – 56 %, однако полученная эмпирическая зависимость имеет сходимость с результатами наблюдений в процессе строительства в 10,3 раза выше по сравнению с данными математического моделирования.

### Обобщение данных наблюдений

Выше представлены результаты мониторинга за строительством перегонных тоннелей ТПМК с грунтовым пригрузом забоя и условным диаметром 10,7 м в песчано-глинистых грунтах на глубине до 30 м. Полученные эмпирические зависимости (5.6) и (5.7) имеют ошибку аппроксимации 20,8 и 56 %, соответственно. Причиной подобной разницы в величине ошибки аппроксимации может быть значительно больший набор данных для второго участка наблюдений и производство работ в различных климатических условиях – срок строительства перегона составил около 8 мес. и продолжался с мая по декабрь 2018 г. В тоже время, идентичность горно-геологических условий и характеристик проходческого оборудования, а также полученный характер степенных зависимостей позволяет обобщить результаты мониторинга по указанным участкам строительства (рис. 5.19).

Эмпирическая зависимость, полученная методом наименьших квадратов имеет вид:

$$s = 7,56 \cdot 10^{-4} d_r \left( \frac{L}{h} \right)^{-0.78}. \quad (5.8)$$

Максимальная ошибка аппроксимации – 73,4%, при этом сопоставление сходимости результатов численных расчётов с данными мониторинга даёт величину 6,5 %, т.е. точность расчётов по формуле (5.8) в 11,3 раза превышает точность математического моделирования. Выражение (5.8) может использоваться при верификации геотехнических расчётов.

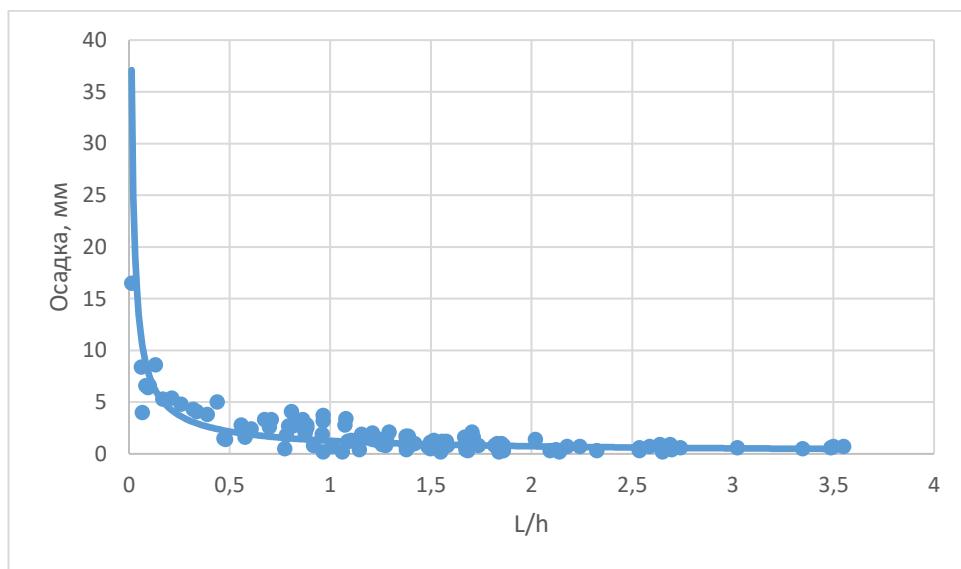


Рис. 5.19. Обобщённая степенная зависимость осадки от соотношения  $L/h$  для строительства участков Некрасовской линии метрополитена ТПМК условным диаметром 10,7 м на глубине до 30 м

На рис. 5.20 приводятся результаты статистического анализа сопоставления сходимости геотехнических расчётов оценки влияния строительства с данными геотехнического мониторинга по материалам, приведенным в Главах III...V.

Полученная эмпирическая зависимость (5.8) позволяет на основании минимальных данных о проектируемом строительстве (глубина тоннеля и расстояние до здания) предварительно оценить деформации здания в результате проходки тоннеля ТПМК условным диаметром 10 м с грунтовым пригрузом забоя в песчано-глинистых грунтах г. Москвы с более высокой точностью, чем применение методов математического моделирования. При

этом, из рис. 5.20 наглядно видна необходимость корректировки методики численного моделирования влияния проходки ТПМК условным диаметром 10 м на существующую застройку.

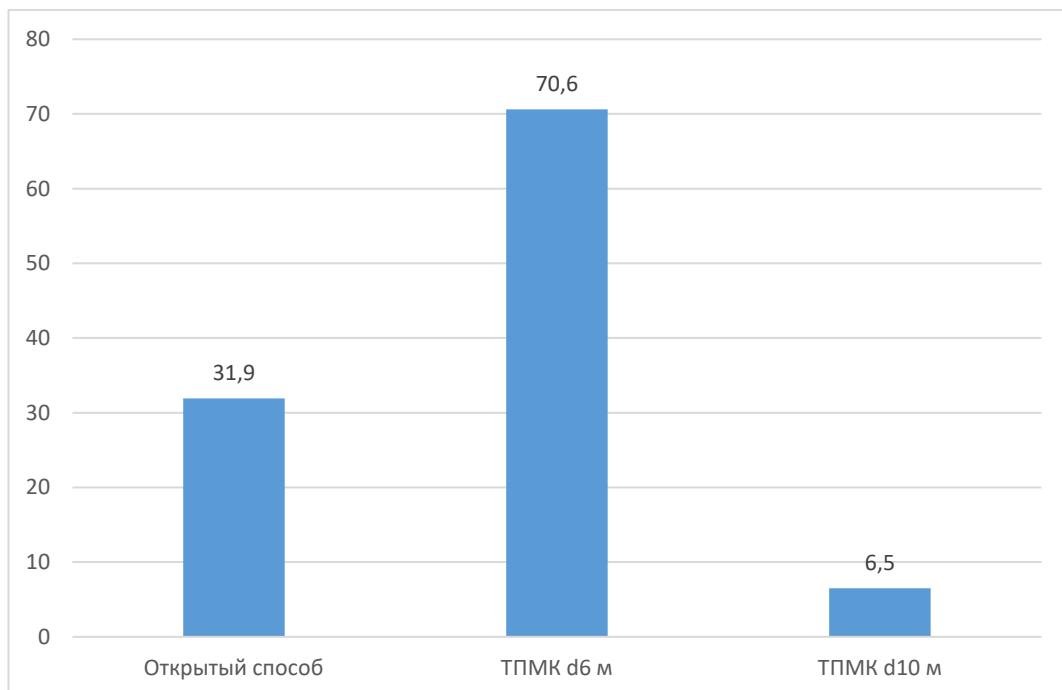


Рис. 5.20. Сходимость геотехнических расчётов с данными мониторинга

## **Анализ параметров, определяющих величину осадки при механизированной проходке тоннелей**

Основные причины неудовлетворительной сходимости геотехнических расчётов с натурными данными сведены к схеме, приведённой на рис. 4.3. При моделировании закрытого способа строительства возникает еще один параметр, зависящий от технологии производства работ, а именно: технологический перебор грунта  $V_L$  (см. выражение 1.5) – «расчетный параметр, задаваемый при моделировании деформаций грунтового массива в результате проходки закрытой выработки, равный отношению площади удаляемого при проходке грунта, расположенного в пределах контура выработки, к площади поперечного сечения выработки» [168]. Исследованиями [237] показано, что причиной перебора грунта при проходке тоннелей закрытым способом являются:

1. Несоответствие диаметра резания наружному диаметру крепи. При применении ТПМК с внешним расположением рабочего органа (что характерно для большинства современных ТПМК с активным пригрузом забоя) диаметр ротора для снижения трения оболочки щита о грунт выполняется большим диаметром оболочки, а диаметр крепи, собираемой внутри оболочки щита, соответственно также меньше последней. В итоге, в среднем диаметр ротора на 3 – 5 % больше диаметра крепи тоннеля.

2. Перемещений грунтового массива перед забоем. Данный фактор, в первую очередь, характерен для щитов без активного пригруза забоя, а также при переборе грунта.

3. С перебором грунта связан и человеческий фактор, т.е недостаточная квалификация персонала.

4. Неполное заполнение тампонажным раствором заобделочного пространства.

Необходимо к этому перечню добавить еще один фактор:

5. Отсутствие заполнения или неполное заполнение пространства за оболочкой щита глинистым или медленно твердеющим тампонажным раствором.

Таким образом, все перечисленные факторы свидетельствуют о том, что перебор грунта вызывается технологическими факторами и приводит к технологическим деформациям поверхности.

Объём потерь грунта (коэффициент технологического перебора  $V_L$ ) принято определять, как отношение площади оседания поверхности  $V_s$  к площади поперечного сечения тоннеля  $F_t$ :

$$V_{L=\frac{V_s}{F_t} \cdot 100\%}. \quad (5.9)$$

По-видимому, одной из первых работ в области прогнозирования коэффициента технологического перебора можно считать указанные исследования [237]. Позднее авторами [239] показано, что коэффициент технологического перебора может быть определён только на основании данных натурных наблюдений и для слабых грунтов величина потерь грунта не превышает 2%. Дальнейшие исследования [266, 267] показали, что при проходке ТПМК с грунтовым пригрузом забоя диаметром 9,15 м в водонасыщенных песках, перекрытых сверху мергелями, коэффициент технологического перебора не превышает 0,3... 0,5%. В нашей стране изучению методов прогноза технологических деформаций земной поверхности при строительстве тоннельных сооружений посвящены работы В.А. Ильичёва, О.Н. Исаева, Н.С. Никифоровой, М.М. Тупикова, Р.Ф. Шарафутдинова и др. [70, 72, 181, 201]. В работе [181] приводятся данные о зависимости коэффициента технологического перебора грунта  $V_L$  от диаметра тоннеля, глубины его заложения и горно-геологических условий строительства при прокладке тоннелей диаметром до 4 м на глубине до 8,1 м. При этом показано, что значения коэффициента технологического перебора грунта определяются:

1. Относительной глубиной заложения тоннеля  $h/d$ ;
2. Наличием насыпных грунтов в своде тоннеля.

Эти исследования продолжены в работе [201] в части использования различных типов ТПМК применительно к различным горно-геологическим условиям и показано, что на величину коэффициента технологического перебора в первую очередь влияют:

1. способ тампонажа заобделочного пространства – через отверстия в хвостовой части оболочки щита одновременно с его продвижением или через специальные отверстия в блоках крепи уже после продвижения ТПМК;
2. связности грунта: с уменьшением связности (сцепления) грунта коэффициент перебора уменьшается в более чем 5 раз.

В тоже время относительная глубина заложения тоннеля  $h/d$  и скорость проходки слабо влияют на величину коэффициента технологического перебора грунта.

Регламентируемые действующими нормативными документами [168, 172] величины коэффициента технологического перебора при строительстве тоннелей диаметром до 4 м зависят от типа грунта в забое (табл. 5.5).

Таблица 5.5.

**Нормативные значения коэффициента технологического перебора при проходке коммуникационных тоннелей ТПМК с активным пригрузом забоя и тампонажем через отверстия в хвостовой части оболочки щита**

Тип грунта	$V_L$
Песок средний, водонасыщенный	5,5
Песок мелкий и пылеватый, водонасыщенный	3,5
Суглинок тугопластичный, глина полутвердая	1,5

Указанные величины существенно превышают значения коэффициентов технологического перебора, полученных зарубежными исследователями [239, 266, 267].

При проходке тоннелей метрополитена механизированным способом в условиях плотной городской застройки:

1. Глубина заложения тоннеля составляет не менее  $1,5d$ , при этом в своде тоннеля в основном располагаются песчаные или глинистые грунты.

2. Конструкции ТПМК с грунтовым пригрузом забоя, в основном используемые при проходке тоннелей метрополитена (из всего парка ТПМК г. Москвы: 24 имеют грунтовый пригруз забоя и 1 – бентонитовый) предполагают нагнетание тампонажного раствора через хвостовую часть оболочки одновременно с продвижением щита.

Таким образом, на основании анализа ранее выполненных исследований можно заключить, что при механизированной проходке тоннелей условным диаметром 6 и 10,7 м на величину коэффициента технологического перебора грунта влияют:

1. Относительная глубина заложения тоннеля  $h/d$ ;
2. Связность грунта.

Еще один параметр, не учтённый [70, 72, 181, 168, 172, 201], но который может влиять на величину коэффициента технологического перебора – это отношение величины зазора между диаметром режущего органа ТПМК и наружным диаметром крепи.

Рассмотрим эти параметры более подробно применительно к горно-геологическим условиям г. Москвы и применяемым ТПМК.

### **Модельные исследования коэффициента технологического перебора при проходке ТПМК условным диаметром 6 м**

В качестве примера рассмотрим результаты мониторинга при проходке перегонных тоннелей Некрасовской линии и Западного участка Третьего пересадочного контура Московского метрополитена. При проходке Западного участка ТПК использовался ТПМК «ROBBINS». с грунтовым пригрузом

забоя, диаметром рабочего органа  $d_r$  6,6м, диаметр тоннеля  $d$  6,3 м. Таким образом, коэффициент  $\zeta$ , характеризующий соотношение величины зазора  $a$  между диаметром режущего органа ТПМК  $d_r$  и наружным диаметром крепи  $d$  к диаметру тоннеля

$$\zeta = \frac{d_r - d}{d}. \quad (5.9)$$

равен 0,048.

Проходка осуществлялась в водонасыщенных песках мелких и средней крупности.

Эмпирический коэффициент технологического перебора рассчитывался методом обратного анализа по зависимости:

$$V_{le} = \frac{s_f \cdot i \cdot \sqrt{2\pi}}{S}, \quad (5.10)$$

где  $s_f$  – фактическая осадка в точке наблюдений, расположенной на расстоянии  $i$  от оси тоннеля,  $S$  – площадь забоя.

Результаты расчёта коэффициентов технологического перебора приведены в табл. 5.6. В качестве примера на рис. 5.22, 5.23 приводятся результаты расчёта осадок в точках О9 и О12.

Графические зависимости

$$V_L = f\left(\frac{h}{d_r, \xi}\right) \quad (5.11)$$

приведены на рис. 5.24 и 5.25.

Приведенный коэффициент технологического перебора  $V_{Lp}$  рассчитывался по выражению:

$$V_{Lp} = \frac{\sum_{i=1}^n V_{Lni} S_i}{S}, \quad (5.12)$$

где  $S_i$  – площадь участка забоя с нормативным коэффициентом технологического перебора  $V_{Lni}$ , соответствующим данному типу грунта.

Табл. 5.6

**Эмпирический коэффициент технологического перебора при проходке перегонных тоннелей метрополитена ТПМК  
условным диаметром 6 м**

№ п.п.	Объект	Горно-геологические условия	$h$ , м	$d_r$ , м	$d$ , м	$h/d_r$	$\zeta$	коэффициент технологического перебора $V_L$ , %		
								нормативный $V_{Ln}$	эмпирический $V_{le}$	приведённый $V_{lp}$
1	КЖЛ, пересечение с РЖД, точка 7	пески средней крупности, водонасыщенные	19	6,18	5,9	3,22	0,047	5,5	2	5,5
2	КЖЛ, пересечение с РЖД, точка 9	пески средней крупности, водонасыщенные	21	6,18	5,9	3,56	0,047	5,5	2,2	5,5
3	КЖЛ, пересечение с РЖД, точка 11	пески средней крупности, водонасыщенные	21	6,18	5,9	3,56	0,047	5,5	2,4	5,5
4	КЖЛ, пересечение с РЖД, точка 1	пески мелкие, водонасыщенные	17	6,18	5,9	2,88	0,047	3,5	3,1	3,5
5	Хорошевское шоссе, д 43 стр.2, точка S11	пески мелкие и средней крупности, водонасыщенные	15	6,6	6,3	2,38	0,048	5,5	2,1	4,5
6	Хорошевское шоссе, д 43 стр.2, точка S12	пески мелкие и средней крупности, водонасыщенные	15	6,6	6,3	2,38	0,048	5,5	2,07	4,5

7	Хорошевское шоссе, д 43 стр.2, точка S18	пески мелкие и средней крупности, водонасыщенные	15	6,6	6,3	2,38	0,048	5,5		4,5
8	ТПК Перегон от ст. «Хорошевская» до ст. «Народного Ополчения» ПК380+76,7 Точка O12	пески мелкие, водонасыщенные	16	6,6	6,3	2,54	0,048	3,5		3,5
9	ТПК Перегон от ст. «Хорошевская» до ст. «Народного Ополчения» ПК380+76,7 Точка O9	пески мелкие и средней крупности, водонасыщенные	17	6,6	6,3	2,70	0,048	3,5		4,2
10	ТПК Перегон от ст. «Хорошевская» до ст. «Народного Ополчения» ПК383+97,9 Точка Dp1	пески мелкие и средней крупности, водонасыщенные	12	6,6	6,3	1,90	0,048	3,5		4,2
11	ТПК Перегон от ст. «Хорошевская» до ст. «Народного Ополчения» ПК383+84,8 Точка Dp2	пески мелкие, водонасыщенные	16	6,6	6,3	2,54	0,048	3,5		3,5

12	ТПК Перегон от ст. «Хорошевская» до ст. «Народного Ополчения» ПК383+74,5 Точка Dр3	пески мелкие, водонасыщенные	16	6,6	6,3	2,54	0,048	3,5		2	3,5
13	ТПК Перегон от ст. «Хорошевская» до ст. «Народного Ополчения» ПК383+64,9 Точка Dр4	пески мелкие, водонасыщенные	16	6,6	6,3	2,54	0,048	3,5	1,95		3,5
14	ТПК Перегон от ст. «Хорошевская» до ст. «Народного Ополчения» ПК383+54,4 Точка Dр5	пески мелкие, водонасыщенные	16	6,6	6,3	2,54	0,048	3,5	1,95		3,5
15	ТПК Перегон от ст. «Хорошевская» до ст. «Народного Ополчения» ПК383+43,0 Точка Dр6	пески мелкие, водонасыщенные	16	6,6	6,3	2,54	0,048	3,5	1,9		3,5

16	ТПК Перегон от ст. «Хорошевская» до ст. «Народного Ополчения» ПК383+31,9 Точка Dр7	пески мелкие, водонасыщенные	16	6,6	6,3	2,54	0,048	3,5	2,5	3,5
17	ТПК Перегон от ст. «Хорошевская» до ст. «Народного Ополчения» ПК383+21,4 Точка Dр8	пески мелкие, водонасыщенные	16	6,6	6,3	2,54	0,048	3,5	1,45	3,5
18	ТПК Перегон от ст. «Хорошевская» до ст. «Народного Ополчения» ПК383+07,5 Точка Dр9	пески мелкие, водонасыщенные	16	6,6	6,3	2,54	0,048	3,5	0	3,5
19	ТПК Перегон от ст. «Хорошевская» до ст. «Народного Ополчения» ПК382+97,6 Точка Dр10	пески мелкие, водонасыщенные	16	6,6	6,3	2,54	0,048	3,5	0	3,5

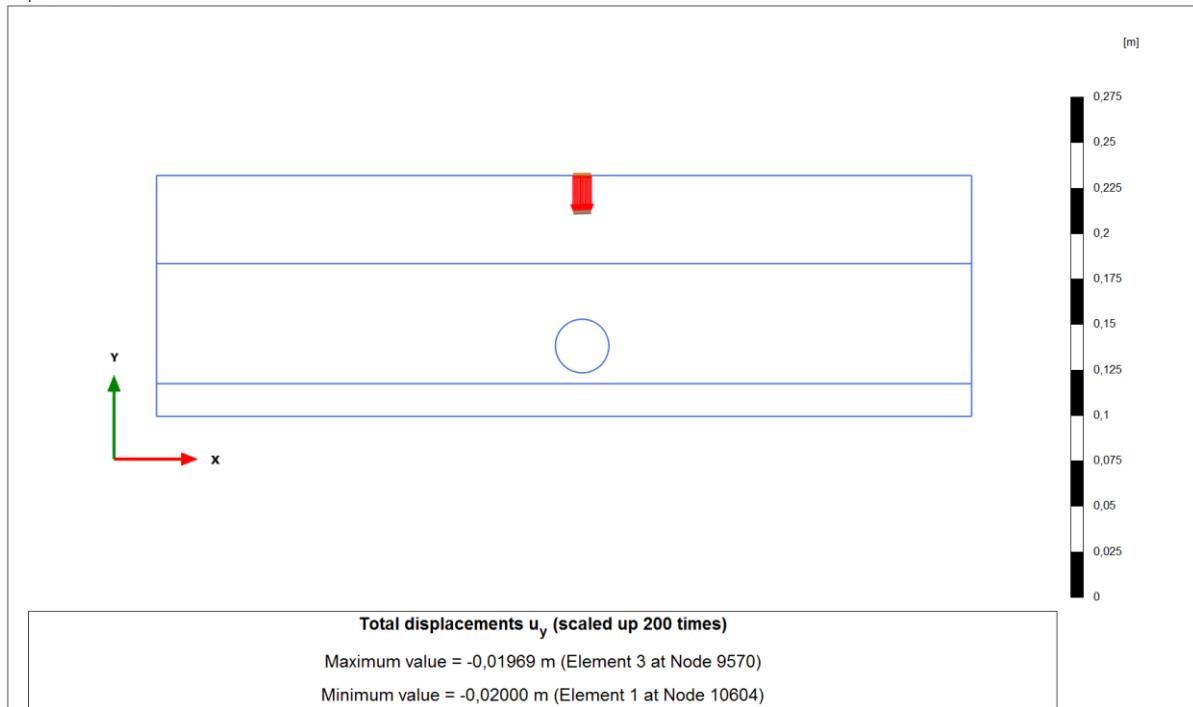


Рис. 5.22. Вертикальные перемещения точки О9.

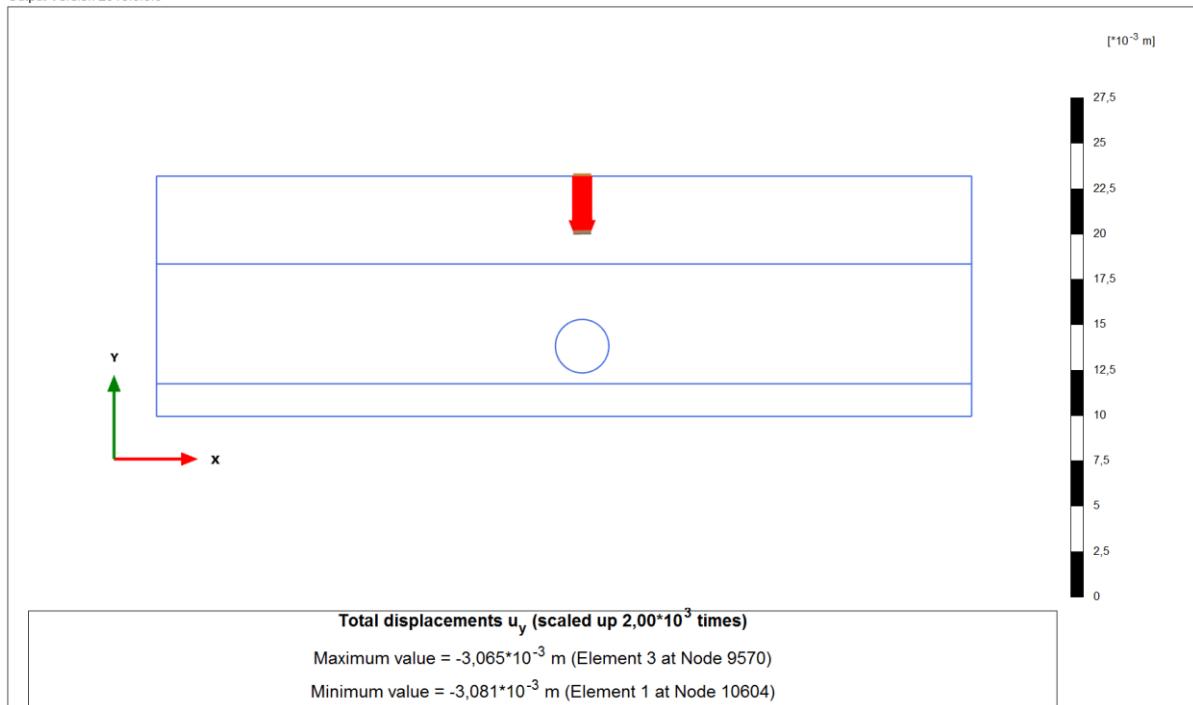


Рис. 5.23. Вертикальные перемещения точки О12.

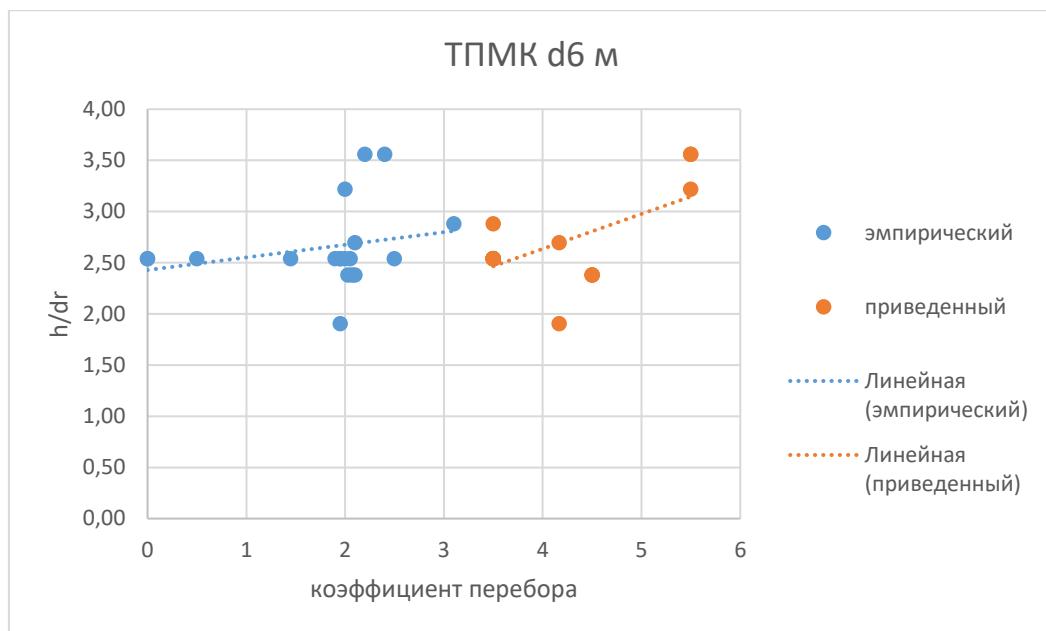


Рис. 5.24. Зависимость эмпирического  $V_{le}$  и приведённого  $V_{lp}$  коэффициентов технологического перебора от относительной глубины заложения тоннеля  $h/d_r$  при проходке ТПМК условным диаметром 6 м

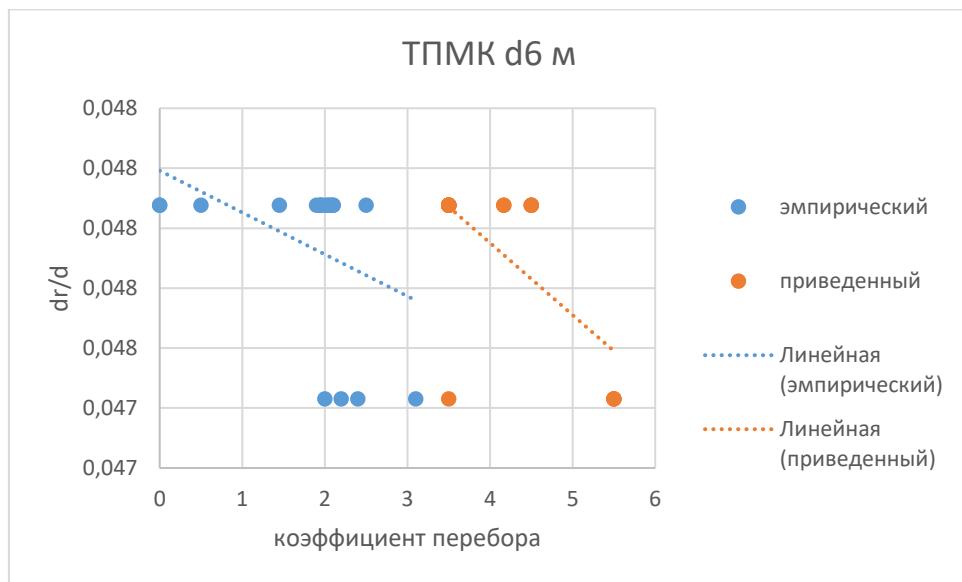


Рис. 5.25. Зависимость эмпирического  $V_{le}$  и приведённого  $V_{lp}$  коэффициентов технологического перебора от коэффициента  $\zeta$  при проходке ТПМК условным диаметром 6 м

## Модельные исследования коэффициента технологического перебора при проходке ТПМК условным диаметром 10,7 м

Воспользуемся приведёнными ранее результатами мониторинга при строительстве Некрасовской линии метрополитена от станции «Окская улица» до станции «Стахановская улица». Использовался ТПМК «Herrenknecht TMB EPB» с грунтовым пригрузом забоя, диаметром рабочего органа  $d_r$  10,69 м, диаметр тоннеля  $d$  10,3 м, коэффициент  $\zeta$  равен 0,038.

На рис.5.26 в качестве примера приводятся выборочные результаты обратного расчёта проходки с учётом данных мониторинга. Моделирование выполнялось методом конечных элементов в плоской постановке с использованием программного комплекса «PLAXIS». Горно-геологический разрез участка строительства показан на рис. 5.27

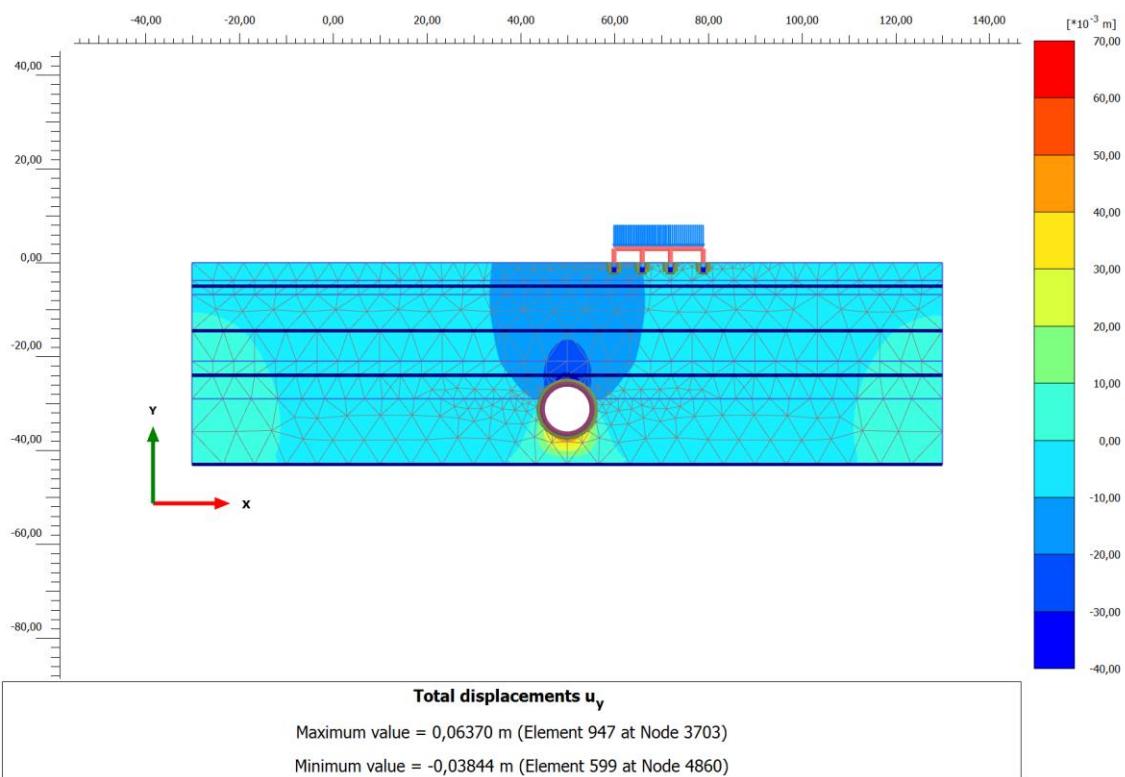


Рис. 5.26. Изолинии вертикальных перемещений при проходке тоннелей под зданием по Рязанскому просп., д. 22. Коэффициент технологического перебора 1,3.

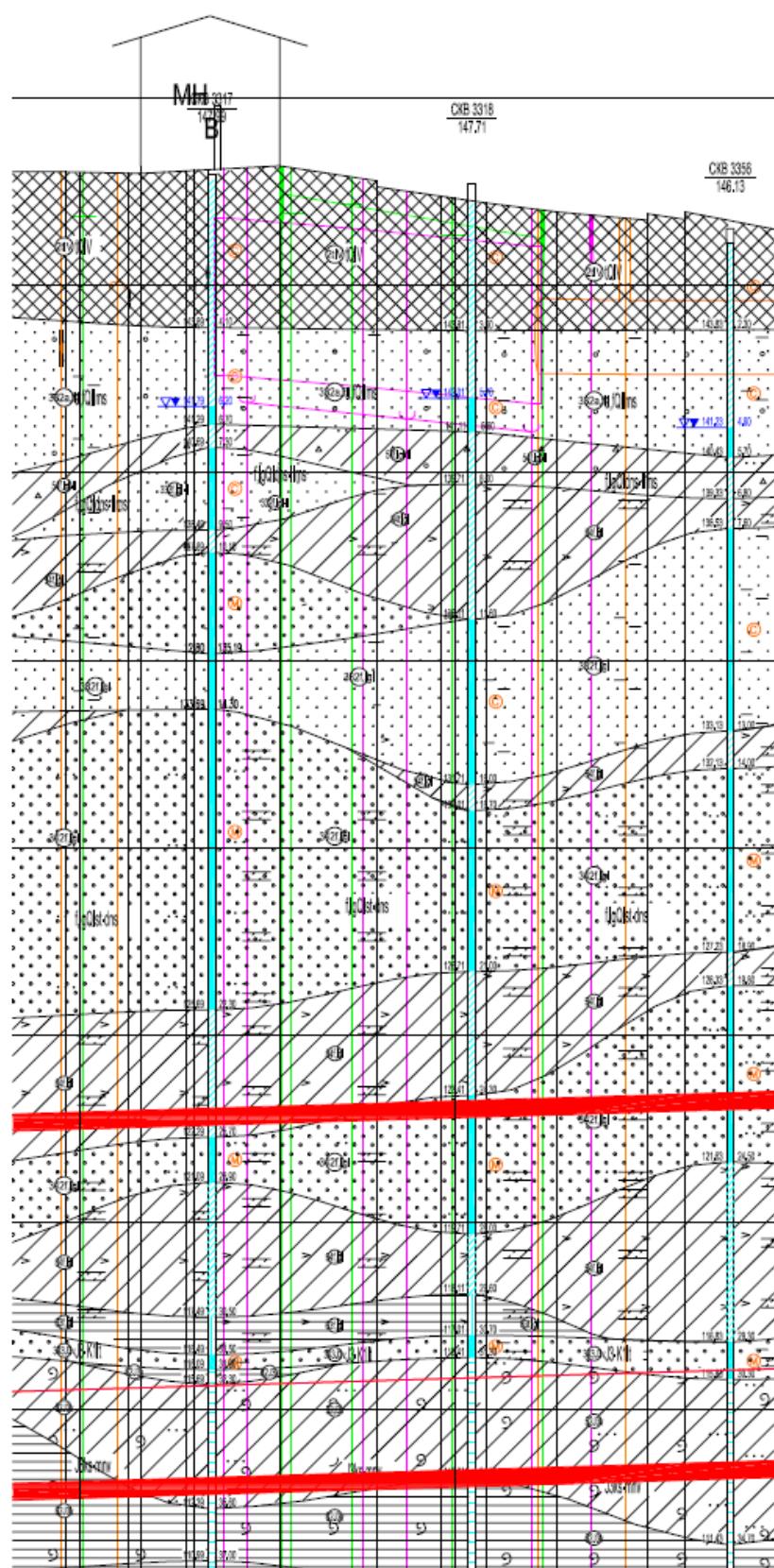


Рис. 5.27. Горно-геологические условия участка проходки под зданием по Рязанскому просп., д. 22

На соседнем участке от станции «Косино» до станции «Юго-Восточная» использовался ТПМК «Herrenkneht TMB EPB» с грунтовым пригрузом забоя, диаметром рабочего органа  $d_r$  10,82 м, диаметр тоннеля  $d$  10,5 м, коэффициент  $\zeta$  равен 0,03. Максимальная дополнительная осадка здания, под фундаментами которого на глубине 13 м от подошвы фундаментов или 18 м от поверхности прошёл ТПМК составила 6,7 мм. Результаты расчётов приведены на рис. 5.29.

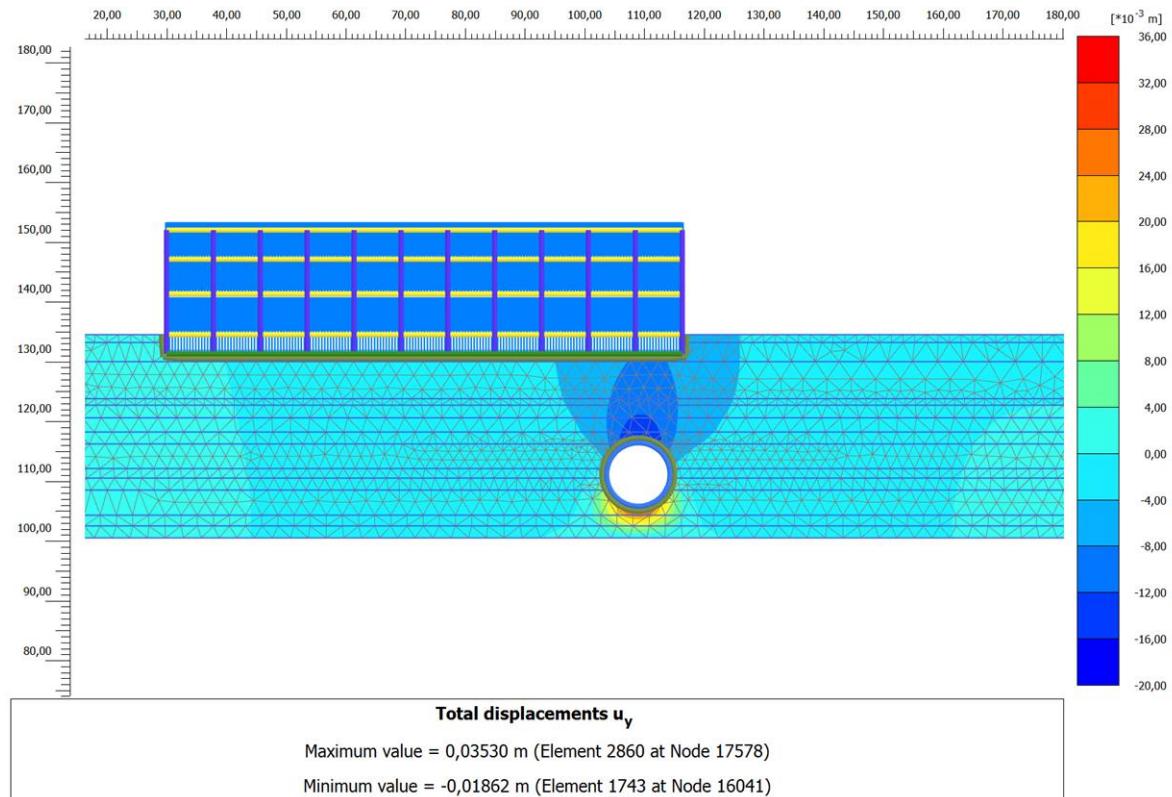


Рис. 5.29. Изолинии вертикальных перемещений при проходке тоннеля под зданием по адресу: МКАД 8 км, вл. 3, стр. 2. Коэффициент технологического перебора 0,8.

Результаты натурных исследований коэффициента технологического перебора сведены в табл. 5.7. Графические зависимости (5.11) приведены на рис. 5.30 и 5.31.

Табл. 5.7

**Эмпирический коэффициент технологического перебора при проходке Некрасовской линии метрополитена ТПМК  
условным диаметром 10,7 м**

№ п.п.	Объект	Горно-геологические условия	h, м	d <sub>r</sub> , м	d, м	h/d <sub>r</sub>	$\zeta$	Коэффициент технологического перебора V <sub>L</sub> , %	
								нормативный V <sub>Ln</sub>	эмпирический V <sub>le</sub>
1	Подземный пешеходный переход вблизи здания по Рязанскому просп., д. 22.	Пески мелкие, водонасыщенные Суглинки. Пески пылеватые водонасыщенные. Суглинки. Пески мелкие водонасыщенные	24,7	10,69	10,3	2,40	0,038	3,5	1,3
2	Рязанский просп., д. 24, корп. 2.	Пески мелкие, водонасыщенные Суглинки. Пески пылеватые водонасыщенные. Суглинки. Пески мелкие водонасыщенные	24,7	10,69	10,3	2,40	0,038	3,5	1,3
3	Рязанский просп., д. 24, корп. 1.	Пески мелкие, водонасыщенные. Суглинки. Пески пылеватые водонасыщенные.	24,8	10,69	10,3	2,41	0,038	3,5	1,1

		Суглинки							
4	Рязанский проспект, д. 22	Пески мелкие, водонасыщенные. Суглинки. Пески пылеватые водонасыщенные,	25,1	10,69	10,3	2,44	0,038	3,5	1,1
5	Рязанский проспект, вл. 22	Пески мелкие, водонасыщенные. Суглинки. Пески пылеватые водонасыщенные	25,1	10,69	10,3	2,44	0,038	3,5	1,1
6	Рязанский проспект, д. 18	Пески мелкие, водонасыщенные. Суглинки. Пески пылеватые водонасыщенные. Суглинки	25,4	10,69	10,3	2,47	0,038	3,5	0,7
7	Рязанский проспект, д. 10, стр. 4	Суглинки. Пески мелкие, водонасыщенные. Пески пылеватые водонасыщенные	19,6	10,69	10,3	1,90	0,038	3,5	0,8
8	Рязанский проспект, д. 10, стр. 3	Пески мелкие, водонасыщенные. Пески средней крупности, водонасыщенные. Суглинки	16,5	10,69	10,3	1,60	0,038	3,5	0,5

9	Рязанский проспект, д. 10, стр. 1	Суглинки Пески мелкие, водонасыщенные. Пески пылеватые водонасыщенные	16	10,69	10,3	1,55	0,038	3,5	0,5
10	МКАД 8 км, вл. 3, стр. 2	Пески средней крупности, водонасыщенные. Суглинки. Супеси. Пески мелкие водонасыщенные. Суглинки	18	10,82	10,5	1,71	0,030	3,5	0,8
<b>Среднее</b>									<b>0,92</b>

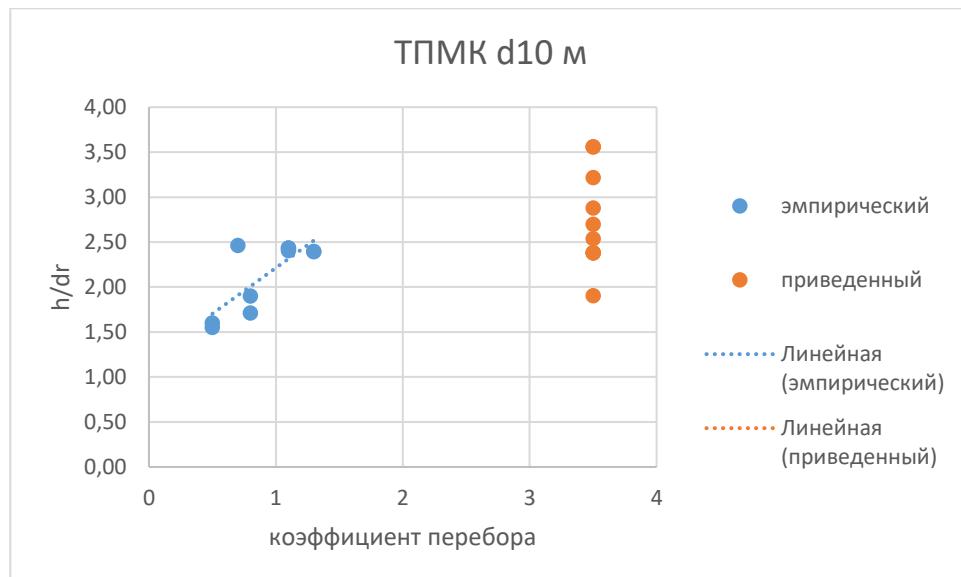


Рис. 5.30. Зависимость эмпирического  $V_{le}$  и приведённого  $V_{lp}$  коэффициентов технологического перебора от относительной глубины заложения тоннеля  $h/d_r$  при проходке ТПМК условным диаметром 10,7 м

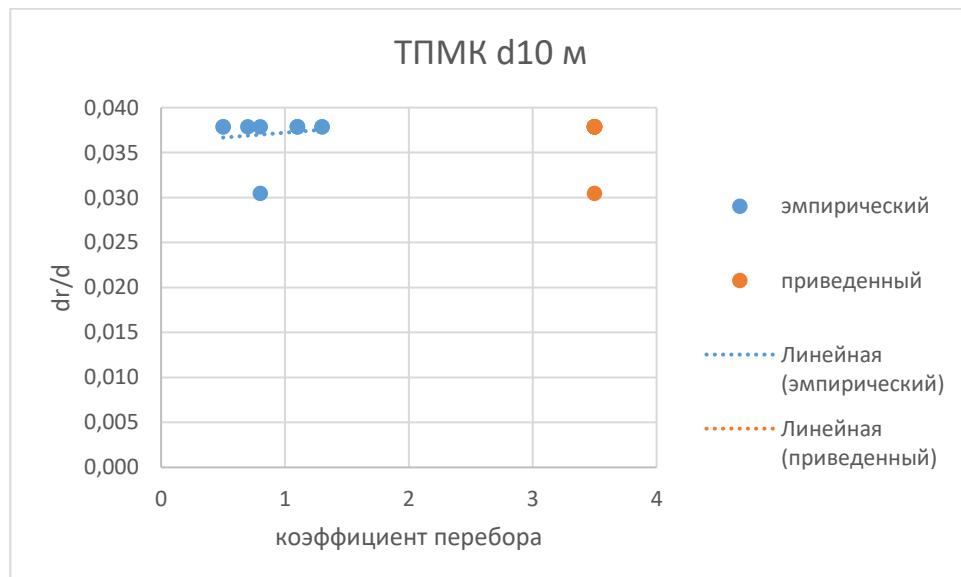


Рис. 5.31. Зависимость эмпирического  $V_{le}$  и приведённого  $V_{lp}$  коэффициентов технологического перебора от коэффициента  $\zeta$  при проходке ТПМК условным диаметром 10,7 м

## 5.2 Разработка комплекса технологических и организационно-управленческих решений в области корректировки методики численного моделирования влияния геотехнологий строительства на существующую застройку с учётом технологических деформаций

Анализ факторов, влияющих на величину коэффициента технологического перебора грунта выполнялся по материалам табл. 5.6 и 5.7 с использованием результатов исследований [181], дополненных недостающими характеристиками ТПМК. Результаты натурных исследований коэффициента технологического перебора по материалам [181] сведены в табл. 5.8. Графические зависимости (5.11) приведены на рис. 5.32 и 5.33.

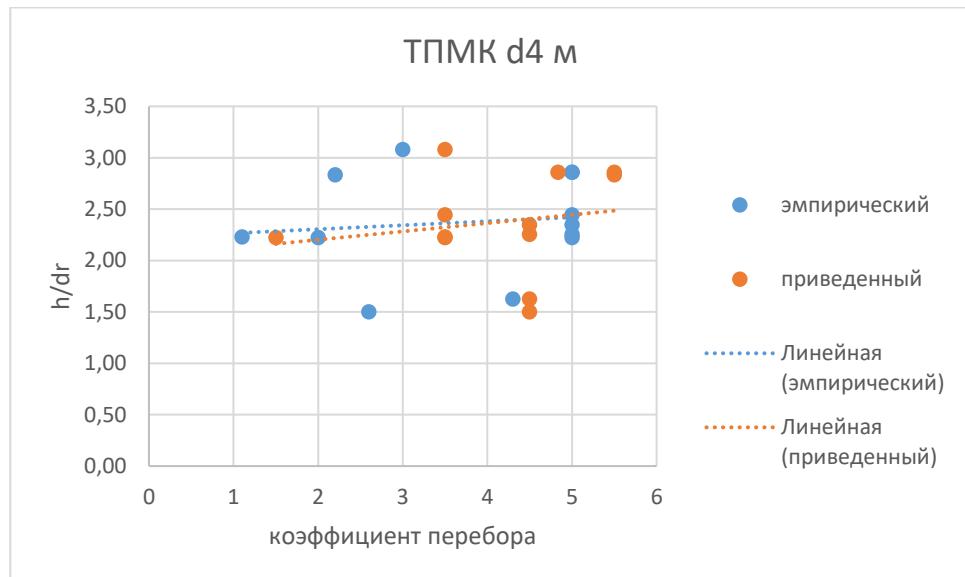


Рис. 5.32. Зависимость эмпирического  $V_{le}$  и приведённого  $V_{lp}$  коэффициентов технологического перебора от относительной глубины заложения тоннеля  $h/d_r$  при проходке коллекторных тоннелей ТПМК с активным пригрузом забоя

Табл. 5.8

**Эмпирические коэффициенты технологического перебора при проходке коллекторных тоннелей ТПМК с активным пригрузом забоя (по материалам [181])**

№ п.п.	Объект	ТПМК	Горно-геологические условия	h, м	$d_r$ , м	d, м	h/d	$\zeta$	коэффициент технологического перебора $V_L$ , %		
									нормативный $V_{Ln}$	эмпирический $V_{le}$	Приведённый $V_{lp}$
1	коллектор дождевой канализации ул Грузинский вал, створ № 1	Lovat RME 163 SE series 23300	пески от пылеватых до крупных, рыхлые и средней плотности, водонасыщенные	6	4,14	4	1,5 0	0,03 5	5,5	2,6	4,5
2	коллектор дождевой канализации ул Грузинский вал, створ № 4	Lovat RME 163 SE series 23301	насыпные пески в своде (0,5 м), пески от пылеватых до крупных, рыхлые и средней плотности, водонасыщенные	6,5	4,14	4	1,6 3	0,03 5	5,5	4,3	4,5
3	коллектор а подстанции "Ильинская", разрез 1		песок средней крупности, влажный и водонасыщенный, глина пылевая, полутвердая	7	3,2	3,15	2,2 2	0,01 6	1,5	5	3,5

4	коллектор "Новобратцевск о-Войковская", участок между камерами 5 и 7	«BESSAK» (с грунтопригрузо м)	пески мелкие, водонасыщенные	7,8	3,8	3,5	2,2 3	0,08 6	3,5	1,1	3,5
5	коллектор от подстанции "Угреша", разрез 4	Левченко, Картозия, Федунец , 2010	пески средней крупности, крупные и гравелистые, мелкие и пылеватые, влажные и водонасыщенные	7,1	3,2	3,15	2,2 5	0,01 6	5,5	5	4,5
6	коллектор от подстанции "Угреша", разрез 3	Левченко, Картозия, Федунец , 2010	пески средней крупности, крупные и гравелистые, мелкие и пылеватые, влажные и водонасыщенные	7,4	3,2	3,15	2,3 5	0,01 6	5,5	5	4,5
7	коллектор от подстанции "Угреша", разрез 2	Левченко, Картозия, Федунец , 2010	пески мелкие и пылеватые, водонасыщенные	7,7	3,2	3,15	2,4 4	0,01 6	3,5	5	3,5
8	коллектор а подстанции "Ильинская", разрез 3		песок средней крупности, влажный и водонасыщенный	9	3,2	3,15	2,8 6	0,01 6	5,5	5	5,5

9	коллектор от подстанции "Угреша", разрез 5	Левченко, Картозия, Федунец, 2010	пески средней крупности, крупные и гравелистые, пылеватые и мелкие, влажные и водонасыщенные	9	3,2	3,15	2,8 6	0,01 6	5,5		5	4,8
10	коллектор "Новобратцевск о-Войковская", участок между камерами 10 и 13	Herrenknecht «AVND 2500 АН» (с гидропригрузом )	пески средней крупности, влажные и водонасыщенные	8,5	3,02 5	3	2,8 3	0,00 8	5,5		2,2	5,5
11	коллектор от подстанции "Золотаревская", сечение 5		песок мелкий, водонасыщенный	9,7	3,2	3,15	3,0 8	0,01 6	3,5		3	3,5
12	коллектор от подстанции "Золотаревская", сечение 1		суглинок мягкопластичный	7	3,2	3,15	2,2 2	0,01 6	1,5		2	1,5

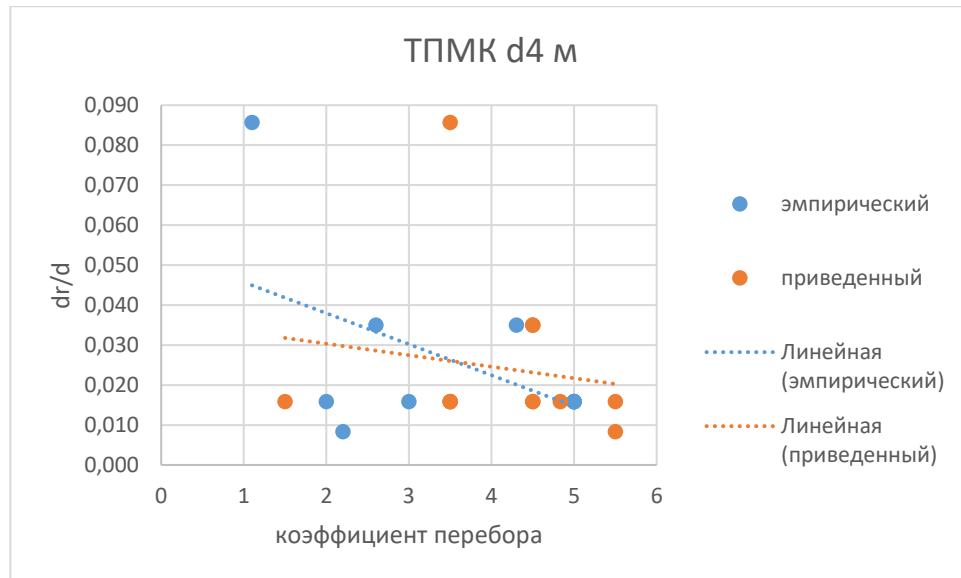


Рис. 5.33. Зависимость эмпирического  $V_{le}$  и приведённого  $V_{lp}$  коэффициентов технологического перебора от коэффициента  $\zeta$  при проходке коллекторных тоннелей ТПМК с активным пригрузом забоя

На рис. 5.34 и 5.35 приведены обобщенные зависимости (5.11) для ТПМК условным диаметром 4...10 м.

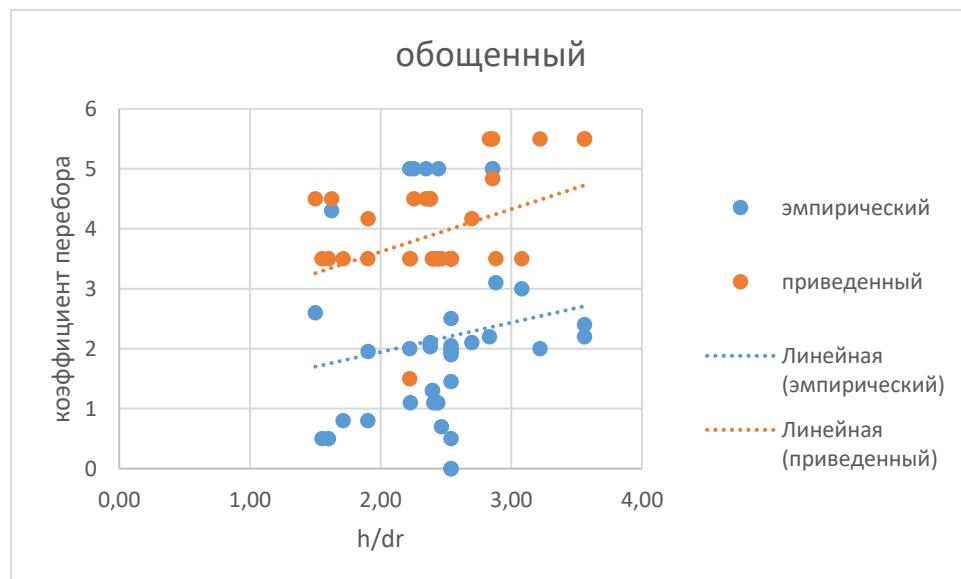


Рис. 5.34. Обобщённая зависимость эмпирического  $V_{le}$  и приведённого  $V_{lp}$  коэффициентов технологического перебора от относительной глубины заложения  $h/dr$  при проходке тоннелей диаметром 4...10 м ТПМК с активным пригрузом забоя

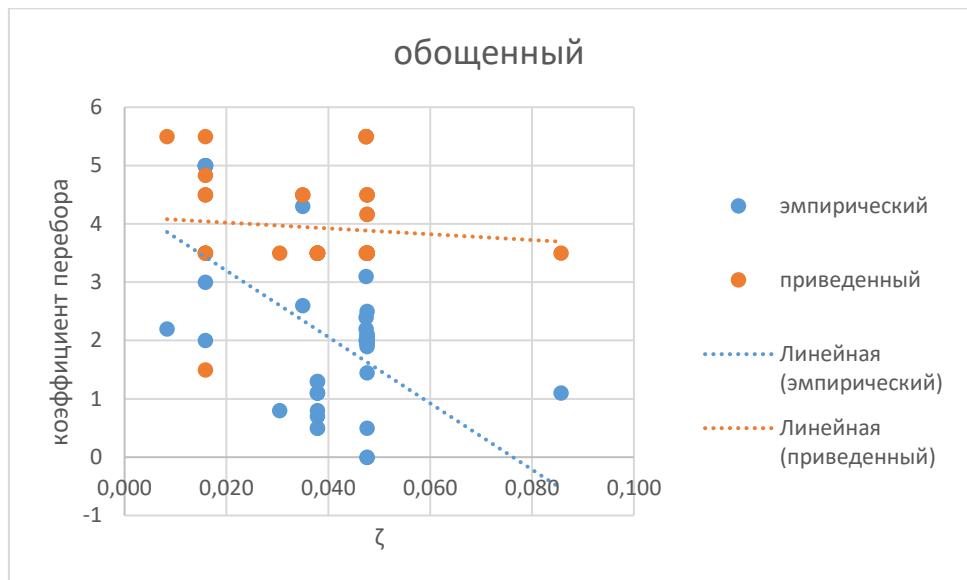


Рис. 5.35. Обобщённая зависимость эмпирического  $V_{le}$  и приведённого  $V_{lp}$  коэффициентов технологического перебора от коэффициента  $\zeta$  при проходке тоннелей диаметром 4... 10 м ТПМК с активным пригрузом забоя

Из рис. 5.35 наглядно видно, что коэффициент  $\zeta$  не является достаточно надежной характеристикой в следствие постоянных значений  $\zeta$  для разных типов ТПМК.

Приведённые на рис. 5.34 графические зависимости позволяют при проходке в смешанных грунтах рассчитывать коэффициент технологического перебора в зависимости от относительной глубины заложения тоннеля:

$$V_{le} = 0.49 \frac{h}{d_r} + 0,96. \quad (5.13)$$

На рис. 5.36 показана графическая зависимость между эмпирическим и приведённым коэффициентами технологического перебора.

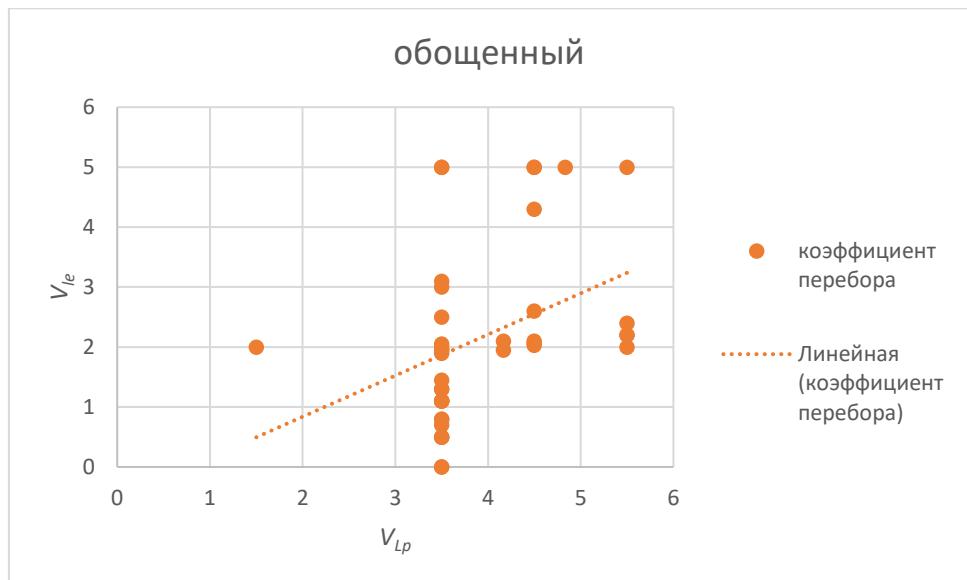


Рис. 5.36. Обобщённая зависимость между эмпирическим  $V_{le}$  и приведённым  $V_{lp}$  коэффициентами технологического перебора

### Уравнение аппроксимации

$$V_{le} = 0.69V_{lp} + 0.53 \quad (5.14)$$

позволяет, базируясь на нормативных значениях табл.5.5 рассчитывать эмпирический коэффициент технологического перебора с учётом горно-геологических условий по трассе проходки.

На основании проведённых исследований предлагается алгоритм расчёта коэффициента технологического перебора, представленный на рис. 5.37.

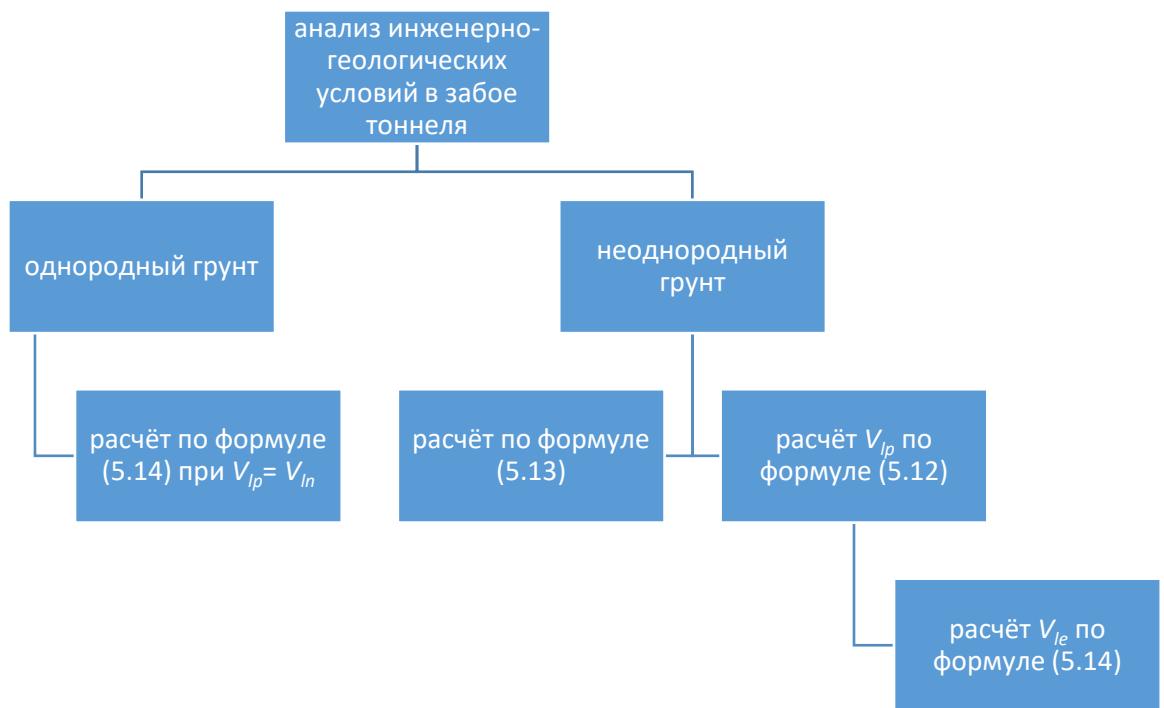


Рис. 5.37. Алгоритм расчёта эмпирического коэффициента технологического перебора  $V_{le}$

### **5.3. Рекомендации по использованию научных результатов и результаты внедрения**

Разработанные методологические основы интерактивного управления параметрами геотехнологий, как метода управления технологической безопасностью подземного строительства нашли применение на строящихся объектах метрополитена г. Москвы:

- Бутовская линия. Участок ст. «Улица Старокачаловская» - ст. «Новоясеневская»;
- Таганско-Краснопресненская линия. Участок ст. «Выхино» - ст. «Котельники»;
- Люблинско-Дмитровская линия. Участок ст. «Марьина Роща» - ст. «Петровско-Разумовская»;
- Третий пересадочный контур. Участок ст. «Хорошевская» - ст. «Петровский парк»;
- Калининско-Солнцевская линия. Участки ст. «Деловой центр» - «Парк Победы», ст. «Раменки» - ст. «Рассказовка».
- Кожуховская линия. Участок ст. «Авиамоторная» - ст. «Некрасовка».

Экономический эффект от внедрения составил 7,38 млрд. руб. Результаты апробации и внедрения подтверждены актами и отзывами (Приложение 7).

Интерактивное управление параметрами технологий горно-строительных работ включено во все этапы жизненного цикла строительного проекта и обеспечивает высокое качество и безаварийное строительство в условиях плотной городской застройки и сложных горно-геологических и гидрогеологических условий Москвы.

При строительстве подземных сооружений промышленного и гражданского назначения отдельные научные положения диссертации и

методологические основы интерактивного управления параметрами технологий горно-строительных работ в целом могут быть использованы:

- при разработке проектной документации для принятия обоснованных технических и технологических решений, обеспечивающих безопасность строительства и ГТС, системного анализа причин и последствий принятых технических решений и аварийных ситуаций, своевременного и обоснованного исключения из практики проектирования неэффективных решений;
- при государственной экспертизе проектов – для верификации результатов геотехнических расчётов методами математического моделирования,
- при научно-техническом сопровождении и геотехническом мониторинге, как метод управления технологической безопасностью строительства и инструмент анализа данных мониторингов;
- при строительном контроле заказчика для оценки требуемого уровня качества и безопасности строительства;
- при строительном контроле подрядчика для проверки соответствия выполняемых работ требованиям проектной документации и технологических регламентов, проверки качества скрытых работ;
- при государственном строительном надзоре с целью выявления соответствия требованиям нормативных документов, технических регламентов, проектной документации, в первую очередь в части соответствия требованиям безопасности;
- при страховой экспертизе для оценки строительных рисков;
- при сдаче законченного строительством объекта в эксплуатацию – для оценки качества и степени безопасности объекта и его влияния на ГТС.

Полученные научные результаты, накопленный экспериментальный материал и его статистическое обобщение получили применение:

- в научно-техническом сопровождении подземного строительства объектов транспортной инфраструктуры г. Москвы и аэропорта Шереметьево;
- при разработке нормативно-технической документации добровольного и обязательного применения Некоммерческого партнёрства «Национальное объединение строителей» (НОСТРОЙ) и Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства РФ;
- в программе работы объединённого научно-технического совета Департамента градостроительной политики города Москвы;
- в разработанных диссертантом прикладных методиках: унифицированной системы автоматизированного мониторинга при строительстве объектов метрополитена; научно-технического сопровождения строительства объектов метрополитена; контроля качества изготовления «стены в грунте» и тампонажа заобделочного пространства геофизическими методами; методических рекомендаций по контролю качества метро- и тоннелестроения.

## **Выводы по V главе**

Верификация и апробация результатов исследований при комплексном планировании и выборе стратегий реализации технологий подземного строительства на примере промышленных объектов Москвы и Московской области: Бутовская линия. Участок ст. «Улица Старокачаловская» - ст. «Новоясеневская»; Таганско-Краснопресненская линия. Участок ст. «Выхино» - ст. «Котельники»; Люблинско-Дмитровская линия. Участок ст. «Марьина Роща» - ст. «Петровско-Разумовская»; Третий пересадочный контур. Участок ст. «Хорошевская» - ст. «Петровский парк»; Калининско-Солнцевская линия. Участки ст. «Деловой центр» - «Парк Победы», ст. «Раменки» - ст. «Рассказовка». Кожуховская линия. Участок ст. «Авиамоторная» - ст. «Некрасовка» на базе использования теоретических основ и практических приложений организационно-технологической и организационно-экономической направленности выполнения производственных процессов с учетом новых системотехнических и научно-методических принципов показала, что:

1. При проходке ТПМК условным диаметром 6 м сходимость результатов расчётов с натурными данными составляет 70,6%, при проходке ТПМК условным диаметром 10 м – 6,5% что не соответствует требованиям об «удовлетворительной» сходимости.

2. На основании анализа и обобщения данных натурных наблюдений, получены эмпирические зависимости осадок существующих зданий при проходке под ними ТПМК условным диаметром 6 и 10 м. Предложенные эмпирические зависимости учитывают горно-геологические условия г. Москвы и технологические особенности проходки ТПМК с грунтовым пригрузом забоя. Полученные эмпирические зависимости позволяют на основании минимальных данных о проектируемом строительстве предварительно оценить деформации зданий, расположенных в мульде деформаций, а также могут использоваться при верификации геотехнических расчётов.

3. Одним из наиболее важных параметров технологии проходческих работ, определяющий величину расчётной осадки при проходке тоннелей ТПМК, является коэффициент технологического перебора грунта, равный отношению площади удаляемого при проходке грунта, расположенного в пределах контура выработки, к площади поперечного сечения выработки. По данным зарубежных источников величина этого коэффициента варьируется в пределах 0,3 – 2%, СП 249.1325800.2016 этот коэффициент устанавливается равным 1,5 - 5,5 %.

4. Методом обратного анализа установлены эмпирические величины коэффициента технологического перебора для ТПМК условным диаметром 4... 10 м. Значение эмпирического коэффициента изменяется в пределах от 0,5% (для ТПМК условным диаметром 10 м) до 5% (для ТПМК условным диаметром 4 м). Предложены эмпирические зависимости для определения коэффициента технологического перебора с учётом диаметра ТПМК и типов грунтов, слагающих забой тоннеля.

5. Разработан алгоритм, позволяющий рассчитать коэффициент технологического перебора с учётом диаметра ТПМК и горно-геологических условий по трассе тоннеля. Точность геотехнических расчётов является функцией от множества сложно прогнозируемых факторов, показанных в предыдущих главах. Для минимизации вероятности возникновения аварийных ситуаций, связанных с нарушениями технологии ведения строительных или проходческих работ, необходимо рассмотреть основные положения методики прогнозирования технологических рисков при подземном строительстве.

6. Полученные научные результаты получили практическое применение при строительстве подземных сооружений транспортного и гражданского назначения в г. Москве, разработке стандартов «НОСТРОЙ» и Минстроя России, прикладных методических документах. Разработанные методологические основы интерактивного управления параметрами технологий горно-строительных работ на основе геотехнического

мониторинга и инновационных технических решений по управлению геотехническим риском в условиях плотной городской застройки нашли применение на строящихся объектах метрополитена г. Москвы. Экономический эффект от внедрения метода геотехнологического мониторинга составил 7,38 млрд. руб. Результаты апробации и внедрения подтверждены актами и отзывами.

## **ЗАКЛЮЧЕНИЕ**

Представленная диссертация является завершенной научно-квалификационной работой, в которой на основании проведенных исследований решена крупная научная проблема разработки научно-методического обеспечения системы комплексного планирования стратегии реализации технологий подземного городского строительства с выявлением основных технологических параметров строительных и горно-проходческих работ, оказывающих непосредственное влияние на НДС породного массива, организационно-управленческого механизма обеспечения сохранности сложившейся застройки, как производной от этого влияния, а также разработка инновационных технических решений, в основу которых заложено минимизация геотехнических рисков, имеющих важное значение для повышения технико-экономической эффективности подземного строительства и эксплуатационной надежности существующей застройки в рамках развития технологий освоения подземного пространства крупных городов РФ.

На основании проведенных экспериментально-теоретических исследований основополагающие результаты практического и научного плана, полученные лично автором, локализуются вокруг следующих составляющих:

1. В результате проведенного анализа теоретических основ и практических исследований в области обоснования системы комплексного планирования стратегии реализации технологий подземного городского строительства, основных тенденций и закономерностей освоения подземного городского пространства с учетом промышленно-экологической безопасности, основных целевых индикаторов качества ведения подземных работ в условиях природно-техногенной среды, обобщения и систематизации контролируемых параметров качества производства подземных работ с учетом и оценкой организационно-технологической и организационно-экономической надежности и устойчивости

производственных процессов обосновано, что требуется корректировка, трансформация и развитие системы комплексного планирования стратегии реализации технологий подземного городского строительства с учетом плотности городской застройки, геотехнического мониторинга и инновационных технических решений по управлению геотехническим риском в рамках системы соответствующего обеспечения управления в сфере подземного градостроительства, что позволяет в конечном итоге количественно оценить обратную реакцию существующей застройки на параметры технологии подземных работ, повысить конкурентоспособность и инвестиционную привлекательность реализуемых проектов с учетом соблюдения интересов всех стейкхолдеров.

2. В рамках заявленного концептуального подхода к созданию системы комплексного планирования стратегии реализации технологий подземного городского строительства, обобщения и анализа современных прогрессивных технологий городского подземного строительства, непосредственных факторов, оказывающих влияние на геотехническую систему при применении современных технологических решений освоения подземного пространства разработаны научно-методические и системотехнические принципы синтеза организационно-технических решений технологий подземного городского строительства. Эти принципы базируются на предложенных автором двух группах критериев прогрессивных технологий горно-строительных работ, учитывающие особенности производства технологических операций в условиях плотной городской застройки, сложных горно-геологических, гидрогеологических и геэкологических условиях.

Для формирования комплекса мероприятий по интерактивному управлению технологиями подземного строительства в условиях плотной городской застройки впервые введены три класса прогрессивных технологий. С применением экспертного метода оценки, выполнено ранжирование современных способов горно-строительных работ и предложена их классификация, позволяющая выделять методы строительства,

минимизирующие технологические деформации зданий на поверхности до 40 – 60% по сравнению с другими способами.

3. На основе исследований, выполненных автором в области разработки методических основ (методик) информационно-аналитической системы управления процессом строительства промышленных объектов в условиях плотной городской застройки, выявлены основные методологические особенности обоснования целевых индикаторов качества ведения подземных работ в условиях природно-техногенной среды при подземном строительстве, реализована процедура математического моделирования и модельных исследований технологических деформаций при открытом способе ведения работ. Установлено, что повышение эффективности организации производства возможно в условиях использования расчётно-эмпирического метода прогнозирования технологических деформаций при открытом способе работ, которые вызваны воздействиями технологического характера при ведении горно-строительных работ. Установлена функциональная зависимость технологических деформаций от трех групп факторов: внешних, проектных и технологических, являющихся функциями 9-ми типов параметров.

4. С учетом инновационных технико-технологических решений в области подземного городского строительства, мониторинга, количественной оценки, анализа и управления технологическими рисками в подземном строительстве, контроля технологических параметров производства подземных работ и качества строительства, организационно-управленческих процедур оперативной корректировки параметров технологии подземных работ, разработки технического регламента строительства разработан организационно-управленческий механизм реализации и внедрения инновационных технико-технологических решений в области подземного городского строительства с учетом минимизации геотехнических рисков и интерактивного управления параметрами технологий горно-строительных работ, мониторинга.

5. На основании статистического анализа результатов экспериментальных исследований и мониторинга на 154-х строящихся объектах Москвы и Московской области и 48 численных экспериментов на 3-х типах расчётных моделей котлованов глубиной 6, 9 и 12 м с 1-м и 2-мя ярусами распорных креплений, расположенных в 4-х зонах горно-геологических условий, разработана расчётно-эмпирическая методика вычисления технологических деформаций при устройстве «стены в грунте» траншейного типа обеспечивающая точность вычислений до 91%. Получены эмпирические зависимости осадок существующих зданий при проходке в песчано-глинистых грунтах на глубине до 30 м, учитывающие технологические особенности работы щитов с грунтовым пригрузом забоя и позволяющие выполнить предварительную оценку деформации зданий на поверхности и верификацию результатов численного моделирования с точностью более 73%, что превышает точность геотехнических расчётов методами математического моделирования и позволяет разработать и прогнозировать соответствующие организационно-управленческие меры по устранению негативных явлений при ведении подземных строительных работ.

6. Установлено, что коэффициент технологического перебора грунта - это основной параметр технологии горнопроходческих работ, определяющий величину технологической осадки при механизированной проходке тоннелей и являющийся функцией соотношения диаметра резания ротора и наружного диаметра обделки, степеней заполнения тампонажным раствором заобделочного пространства и глинистым или медленно твердеющим тампонажным раствором пространства за оболочкой щита. Разработанный алгоритм позволяет рассчитывать коэффициент технологического перебора для щитов с активным пригрузом забоя диаметром от 4 до 10 м, с учётом горно-геологических условий в забое щита.

7. Сформулированы системная методология исследования технологического воздействия производимых строительных работ на природно-техническую геосистему и основные принципы интерактивного

управления технологиями строительства подземных объектов. На их основе разработан алгоритм интерактивного управления технологическими параметрами горно-строительных работ на основе данных геотехнического мониторинга, позволяющий исключить случайные факторы при производстве подземных работ или изменении технологических решений вследствие влияния фактических горно-геологических, гидрогеологических, или градостроительных факторов.

8. В рамках защищаемых научных положений при внедрении системы комплексного планирования стратегии реализации технологий подземного городского строительства с выявлением основных технологических параметров строительных и горнопроходческих работ, оказывающих непосредственное влияние на НДС породного массива на строящихся объектах метрополитена г. Москвы: Бутовская линия. Участок ст. «Улица Старокачаловская» - ст. «Новоясеневская»; Таганско-Краснопресненская линия. Участок ст. «Выхино» - ст. «Котельники»; Люблинско-Дмитровская линия. Участок ст. «Марьина Роща» - ст. «Петровско-Разумовская»; Третий пересадочный контур. Участок ст. «Хорошевская» - ст. «Петровский парк»; Калининско-Солнцевская линия. Участки ст. «Деловой центр» - «Парк Победы», ст. «Раменки» - ст. «Рассказовка». Кожуховская линия. Участок ст. «Авиамоторная» - ст. «Некрасовка» экономический эффект от внедрения организационно-управленческих и технологических решений составил 7,38 млрд. руб.

9. Изложенные в работе теоретические положения и алгоритмическое обеспечение интерактивного управления параметрами технологий горно-строительных работ должно быть в обязательном порядке включено во все этапы жизненного цикла строительного проекта, так как обеспечивают более высокое качество и безаварийное строительство в условиях плотной городской застройки и сложных горно-геологических и гидрогеологических условий Москвы.

При строительстве подземных сооружений промышленного и гражданского назначения отдельные научные положения диссертации и методологические основы интерактивного управления параметрами технологий горно-строительных работ в целом могут быть использованы при разработке соответствующей проектной документации, системного анализа причин и последствий принятых технических решений и аварийных ситуаций, при государственной экспертизе проектов – для верификации результатов геотехнических расчётов методами математического моделирования, при научно-техническом сопровождении и геотехническом мониторинге, при строительном контроле заказчика для оценки требуемого уровня качества и безопасности строительства, при строительном контроле подрядчика для проверки соответствия выполняемых работ требованиям проектной документации и технологических регламентов, проверки качества скрытых работ, при государственном строительном надзоре с целью выявления соответствия требованиям нормативных документов, технических регламентов, проектной документации, в первую очередь в части соответствия требованиям безопасности, при страховой экспертизе для оценки строительных рисков, при сдаче законченного строительством объекта в эксплуатацию – для оценки качества и степени безопасности объекта и его влияния на ГТС. своевременного и обоснованного исключения из практики проектирования неэффективных решений.

10. Перспектива дальнейших исследований проблем эмпирического характера в области организации горного производства (ведение подземных строительных работ), по мнению автора, связана с развитием методологии стратегического целеполагания в рамках современной концепции резильентности (жизнеспособности) технологий горно-строительных работ с учетом их специфики в контексте динамики и интегральности при реализации организационно-управленческих мер и регулировании отношений в области градостроительного зонирования, планирования, нормирования и инженерных изысканий.

## **СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ**

1. Абрамчук В.П., Власов С.Н., Мостков В.М. Подземные сооружения. – М.: ТА Инжиниринг, 2005. – 464 с.
2. Абрамчук К.В. Проходка под железнодорожными путями тоннеля ветки в депо ТПК «LOVAT» с применением грунтопригруза при строительстве метрополитена г. Челябинска. 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.57-65.
3. Аверин И.В. Контроль качества производства работ при возведении фундаментов и подземных сооружений в сложных грунтовых условиях. Дисс... канд. техн. наук. – М.: Национальный исследовательский Моск. гос. строит. ун-т, 2017. – 150 с.
4. Айзенштайн З., Эздайн О. К вопросу о давлении на выработку в щитах с пригрузкой забоя. //Труды конгресса Международной тоннельной ассоциации «Тоннелестроение и грунтовые условия». Каир (Египет), 3 – 7 апреля, 1994 г. Под редакцией М.Е. Абделя Саляма. – Роттердам, Издательство «А.А. Балкема», 1994. – с. 557-571.
5. Анискин Н.А. Фильтрационно-температурный режим системы «плотина – основание». Дисс... доктора техн. наук. – М.: Моск. гос. строит. ун-т, 2009. – 416 с.
6. Астраханов Б.Н. Проблемы возведения подземных сооружений в условиях плотной городской застройки. – Основания, фундаменты и механика грунтов, № 3, 2000. – с. 23-25.
7. Астраханов Б.Н. Тенденции развития технологий устройства ограждений котлованов в условиях плотной городской застройки. – Основания, фундаменты и механика грунтов, № 4, 2002. – с. 4-8.
8. Аугусти Г., Баратта А., Кашиати Ф. Вероятностные методы в строительном проектировании. – М.: Стройиздат, 1988. – с. 584.

9. Бабелло В.А., Шестакова О.Н. Об одном подходе к выбору модели грунта для геотехнических расчётов. – Инженерная геология, № 2, 2011. – с. 26 – 29.

10. 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.

11. 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.

12. Безродный К.П., Крюковский Ю.А., Голицынский Д.М. и др. Новая конструкция набрызг-бетонной обделки. – Метро и тоннели, № 1, 2009. – с. 24-26.

13. Безродный К.П., 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 «Геореконструкция-Фундаментпроект», 2008. с. 555-560.

14. 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.

15. Бешелев С.Д., Гурвич Ф.Г. Математико-статистические методы экспертных оценок. 2-е изд., перераб. и доп. - М.: Статистика, 1980. - с. 264.

16. Богов С.Г. Проблемы формирования закреплённого массива грунта по струйной технологии для целей реконструкции и нового строительства. Материалы всероссийской национальной конференции с международным участием «Фундаменты глубокого заложения и геотехнические проблемы территории», г. Пермь, 29-31 мая, 2017 г. – Пермь,

Издательство пермского национального исследовательского политехнического университета, 2017. – с. 228-237.

17. Болдырев Г.Г., Мельников А.В., Новичков Г.А. Интерпретация результатов лабораторных испытаний с целью определения деформационных характеристик грунтов. – Инженерные изыскания, № 5-6, 2014. – с. 86 – 93.
18. Бочаров С.В. НАТМ. Опыт применения в Москве. – Метро и тоннели, № 5, 2003. – с. 24-26.
19. Брод И.И. Струйная геотехнология. – М.: Издательство АСВ, 2004. – 448 с.
20. Булычёв Н.С., Качурин Н.М. Общая теория и аналитические методы расчёта крепи горных выработок и обделок подземных сооружений. //Труды Международной научно-технической конференции «Основные направления развития инновационных технологий при строительстве тоннелей и освоении подземного пространства крупных мегаполисов». – М.: 2010. –с. 115 – 123.
21. Букань А.П. Строительство дренажно-коммуникационных тоннелей в столице Туркменистана Ашгабаде. – Метро и тоннели, № 3, 2003. – с. 30-32.
22. 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.
23. Быков В.И. Усиление фундаментов десятиэтажного крупнопанельного дома в Оренбурге. – Основания, фундаменты и механика грунтов, № 6, 2001, с. 28-30.
24. Василюк Л.В. Вибропогружение шпунта вблизи существующих зданий в грунтовых условиях Санкт-Петербурга. Инженерно-геотехнические изыскания, проектирование и строительство оснований, фундаментов и подземных сооружений: сб.тр. Всерос. науч.-техн. конф. По геотехнике; СПбГАСУ. – СПб., 2017. – 37-42.

25. Власов А.Н., Королёв М.В., Чунюк Д.Ю., Королёв П.М. Новая технология возведения сооружений на потенциально опасных оползневых склонах. Материалы всероссийской национальной конференции с международным участием «Фундаменты глубокого заложения и геотехнические проблемы территории», г. Пермь, 29-31 мая, 2017 г. – Пермь, Издательство пермского национального исследовательского политехнического университета, 2017. – с. 195-205.

26. Власов С.Н., Маковский Л.В., Меркин В.Е. Аварийные ситуации при строительстве и эксплуатации транспортных тоннелей и метрополитенов. – М.: ТИМР, 2000 – 197 с.

27. Власов С.Н., Петренко Е.В., Петренко И.Е., Писарев И.Л. Принципы комплексного использования подземного пространства в увязке с линиями метрополитена. – Метро и тоннели, № 2, 2009. – с. 26-27.

28. ВСН 490-87. Проектирование и устройство свайных фундаментов и шпунтовых ограждений в условиях реконструкции промышленных предприятий и городской застройки. – Минмонтажспецстрой СССР, 1986.

29. Вьюшков С.Н., Соболев П.В. Прогрессивные технологии сооружения коллекторных тоннелей. – Метро и тоннели, № 3, 2004. – с. 20-22.

30. Гаврилов А.Н., Грязнова Е.М., Борчев К.С., Куркин Д.С., Стafeев Г.М. Интерактивный мониторинг деформационного поведения зданий, примыкающих к участку реконструкции аэропорта Внуково-1. 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 «Геореконструкция-Фундаментпроект», 2008. с. 567-573.

31. Гайдо А.Н. Особенности проектов производства работ по устройству свайных фундаментов в стеснённых условиях городской застройки. Материалы всероссийской национальной конференции с международным участием «Фундаменты глубокого заложения и геотехнические проблемы территории», г. Пермь, 29-31 мая, 2017 г. – Пермь,

Издательство пермского национального исследовательского политехнического университета, 2017. – с. 333-342.

32. Глозман Л.М., Маковская Н.А. Геотехнический мониторинг при изготовлении буровабивных свай. – Основания, фундаменты и механика грунтов, № 4,5, 1998. – с. 53-56.
33. Голов О.А. Деформации оснований фундаментов зданий в условиях плотной городской застройки. – Автореферат дисс... канд. техн. наук. – Днепропетровск, 2005. – 21 с.
34. Голубев Г.Е. Подземная урбанистика: Градостроительные особенности развития систем подземных сооружений. – М: Стройиздат, 1979. – 231 с.
35. Голубев Г.Е. Подземная урбанистика и город. – М.: ИПЦ МИКХиС, 2005. – 124 с.
36. Гончаров А.А. Применение конвейерного транспорта породы в тоннелестроении. 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.46-52.
37. Грачёв В.П., Горбунов Г.Н., Миллерман Р.Д., Молодцов Ф.В. Качества добиваются в процессе работы, а не в результате контроля. О результатах проходки Лефортовского тоннеля глубокого заложения. – Метро и тоннели, № 1, 2004. – с. 26-28.
38. ГОСТ Р 22.2.02-2015. Безопасность в чрезвычайных ситуациях. Менеджмент риска чрезвычайной ситуации.
39. ГОСТ 5180-84. Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик.
40. ГОСТ 12248-2010. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости.
41. ГОСТ 30416-96. Грунты. Лабораторные испытания.

42. ГОСТ Р 51901.4-2005. Менеджмент риска. Руководство по применению при проектировании.

43. ГОСТ Р 57149-2016/ISO/IES. Аспекты безопасности. Руководящие указания по включению их в стандарты.

44. Градостроительный Кодекс Российской Федерации от 29.12.2004 № 190-ФЗ.

45. Гурский А.В. Учёт влияния вдавливания шпунта на дополнительную осадку соседних зданий. – Дисс. канд. техн. наук. – Санкт-Петербург: ФБГОУ ВПО «С.-Пб.ГАСУ», 2016. – 133 с.

46. Дейнеко А.В., Серова Е.А., Чунюк Д.Ю. Специфика количественного анализа геотехнического риска. – Вестник МГСУ, № 4, 2010. – с. 369-374.

47. 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.

48. Динь Вьет Тхань. Взаимное влияние двух параллельных тоннелей, сооружаемых щитовым методом в условиях Вьетнама. – Автореферат дисс. канд. техн. наук. – М.: ФБГОУ ВПО «МАДИ», 2018. – 24 с.

49. Дни «ХерренкнхтFormwork» 2009 в Германии. – Метро и тоннели, № 2, 2009. – с. 10-11.

50. Егоров К.Е., Попов Б.П., Кузьмин И.Г. Фактические осадки высотных зданий и сравнение их с расчётными. Материалы к IV Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. – М.: Академия наук СССР, 1957.

51. Елгаев В.С. Оценка оценки возможных повреждений зданий в результате осадок поверхности грунта при проходке тоннелей неглубокого заложения щитовым способом. – Инженерная геология, № 6, 2012. – с. 56-67.

52. Еремин А.К., Мухарицин Е.С. О причинах возникновения рисков аварийного обрушения зданий и сооружений. – Геориск, № 3, 2009. – с. 54-55.

53. Зарецкий Ю.К., Карабаев М.И. Оценка влияния проектируемого подземного перехода на осадки гостиницы «Москва». – СПб. Реконструкция исторических городов и геотехническое строительство. Труды международной конференции, 2003, т. 2.

54. Зарецкий Ю.К., Карабаев М.И., Хачатурян Н.С. Строительный мониторинг тоннеля мелкого заложения в районе Лефортово Москвы. – Основания, фундаменты и механика грунтов, № 2, 2004. – с. 9-13.

55. Зеге С.О., Брод 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 «Геореконструкция», 2010. – с. 1433-1436.

56. 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.

57. Зерцалов М.Г., Конюхов Д.С., Меркин В.Е. Комплексное освоение подземного пространства: Учебник. – М.: Издательство АСВ, 2015. – 416 с.

58. Зерцалов М.Г., Хечинов Ю.Е., Жохов Е.И. и др. Производство гидротехнических работ (учебник для ВУЗов). Часть 2. Производство подземных работ и специальные способы строительства. Под общей редакцией проф., д.т.н. М.Г. Зерцалова. – М.: Издательство МГОУ, 2010. – 396 с.

59. Зерцалов М.Г., Хечинов Ю.Е., Юфин С.А., Миллерман А.С. Экспертная оценка технических рисков в подземном строительстве. – Метро и тоннели, № 2, 2003.

60. Зехниев Ф.Ф., Внуков Д.А., Корпач А.И. Преобразование грунтовых оснований с применением технологии глубинного перемешивания грунта. Материалы всероссийской национальной конференции с международным участием «Фундаменты глубокого заложения и

геотехнические проблемы территории», г. Пермь, 29-31 мая, 2017 г. – Пермь, Издательство пермского национального исследовательского политехнического университета, 2017. – с. 219-227.

61. Знаменский В.В., Морозов Е.Б., Чунюк Д.Ю. Учёт технологической составляющей геотехнического риска при устройстве ограждения котлована с помощью траншейной «стены в грунте» в стеснённых городских условиях. Численные методы расчётов в практической геотехнике. Сборник статей международной научно-практической конференции. – С-Пб., 2012. - с. 210-213.

62. Знаменский В.В., Чунюк Д.Ю. Опыт применения распорных и подкосных креплений ограждающих конструкций котлованов. – Геотехника, № 3, 2010. – с. 6-11.

63. Ильин В.В. Методы оценки опасных инженерно-геологических процессов и геологического риска на примере проектируемого жилого комплекса в Северо-Восточном административном округе г. Москвы. – Геориск, № 2, 2011. – с. 58-61.

64. Ильичёв В.А., Знаменский В.В., Морозов Е.Б., Чунюк Д.Ю. Опыт устройства котлованов в городе Москве. – Актуальные вопросы геотехники при решении сложных задач нового строительства и реконструкции: сборник трудов научно-технической конференции/ СПбГАСУ. – СПб., 2010. – с. 33-37.

65. Ильичёв В.А., Коновалов П.А., Бахолдин Б.В., Никифорова Н.С. Реконструкция фундаментов здания Старого Гостиного Двора в Москве и сопровождающий её мониторинг. – Основания, фундаменты и механика грунтов, № 4-5, 1998. – с. 43-46.

66. Ильичев В.А., Коновалов П.А., Никифорова Н.С. Деформации существующих зданий при строительстве заглубленных сооружений. // Научное издание. НИИОСП им. Н.М. Герсеванова – 70 лет. – М.: Экономика, строительство, транспорт, 2001. – с. 253-263.

67. Ильичёв В.А., Коновалов П.А., Никифорова Н.С. Влияние строительства заглублённых сооружений на существующую историческую

застройку в Москве. – Основания, фундаменты и механика грунтов, № 4, 2001. – с.19-24.

68. Ильичёв В.А., Коновалов П.А., Никифорова Н.С. Исследование влияния строящихся заглублённых сооружений на деформации близрасположенных зданий. – Основания, фундаменты и механика грунтов, № 4, 2002. – с.8-11.

69. Ильичёв В.А., Коновалов П.А., Никифорова Н.С. Прогноз деформаций зданий вблизи котлованов в условиях плотной городской застройки г. Москвы. – Основания, фундаменты и механика грунтов, № 4, 2004. – с.17-21.

70. Ильичёв В.А., Никифорова Н.С., Тупиков М.М. Исследование деформирования грунтовых массивов при строительстве мелкозаглубленных коммуникационных тоннелей. – Основания, фундаменты и механика грунтов, № 3, 2011.

71. Ильичёв В.А., Петрухин В.П., Кисин Б.Ф., Мещанский А.Б., Колыбин И.В. Расчёт и проектные решения по геотехнике при строительстве Центрального ядра ММДЦ «Москва-Сити». НИИОСП им. Н.М. Герсанова – 70 лет. Труды института.– М.: Изд. «Экономика Строительство Транспорт», 2001. – с. 61-69.

72. Исаев О.Н., Шарафутдинов Р.Ф. Перебор грунта при строительстве коммуникационных тоннелей щитовым способом. – Механизация строительства, № 6, 2012. – с. 2-7.

73. Иофис М.А. Геомеханический мониторинг при освоении недр. – Горный вестник, № 4, 1997. – с. 54-58.

74. Иофис М.А., Гришин А.В. Совершенствование методов геомеханического обеспечения освоения недр. – Горный информационно-аналитический бюллетень, № 12, том 1, 2010. – с. 63-71.

75. Картозия Б.А., Оськина Г.А., Мельникова С.А. Комплексный подход к проектированию, строительству и эксплуатации экологически надёжных подземных сооружений. – Забой. Ньюслеттер подземного строительства, № 7, 1991. – с. 21-32.

76. Кауфман Л.Л., Лысиков Б.А. Геотехнические риски подземного строительства: Монография. Под общей ред. Л.Л. Кауфмана. – Донецк: Норд-Пресс, 2009. – 362 с.

77. Квик Х., Нуссбаумер М. Устройство котлованов и фундаментов в Берлине: опыт реконструкции столичного мегаполиса. – Реконструкция городов и геотехническое строительство, № 7, 2003. – с.146-168.

78. Келемен Я., Вайда З. Город под землёй. // Пер. с венг. Под ред. Г.Е. Голубева. – М.: Стройиздат, 1985. – 248 с.

79. 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.

80. Колыбин И.В. Уроки аварийных ситуаций при строительстве котлованов в городских условиях. Труды Международной конференции по геотехнике «Развитие городов и геотехническое строительство». Санкт-Петербург, 16-19 июня 2008 г. Под ред. В.М. Улицкого. Том 3. – С.-Пб., Издательство «Геореконструкция-Фундаментпроект», 2008. – с.89-123.

81. Конюхов Д.С., Андреев А.А., Вдовин А.А. и др. Освоение подземного пространства – как решение градостроительных проблем. – Метро и тоннели, № 3-4, 2017. с. 2-5.

82. Конюхов Д.С., Ламонина Е.В., Погорелов А.Н. Возможность использования новоавстрийского способа проходки для строительства туннелей в инженерно-геологических условиях г. Москвы. 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 «Геореконструкция-Фундаментпроект», 2008. – с.511-513.

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

84. Корчак А.В. Методология проектирования строительства подземных сооружений. – М.: «Недра Коммюникейшнс ЛТД», 2001.
85. Костылев А.Д., Гурков К.С., Климашко В.В. и др. О повышении технического уровня и качества пневмопробойников. – Строительные и дорожные машины, № 1, 1991. – с. 25-26.
86. Котлов В.Ф., Петренко С.И., Богомолова Т.В., Попова О.В. Отчет о работе «Комплексная оценка инженерно-геологических и иеженерно-экологических условий освоения и эксплуатации подземного пространства г.Москвы». Российская академия естественных наук АНО НИИЦ «Геориск», Институт водных проблем РАН, Москва, 2006.
87. Кофф Г.Л., Лихачёва Э.А., Котлов В.Ф и др. Геоэкология Москвы: методология и методы оценки состояния городской среды. – М.: Медиапресс, 2006.
88. Крицкий М.Я., Скоркин В.Ф., Ланис А.Л., Крицкий С.М. Опыт наращивания стен подвала и углубления фундаментов двухэтажного здания. 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 «Геореконструкция-Фундаментпроект», 2008. с. 421-424
89. 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.
90. Кулагин Н.И., Безродный К.П., Покрывалов М.Л., Мичурин А.Ю. «Размыв» - сооружение тоннелей и укладка верхнего строения пути. – Метро и тоннели, № 3, 2004. – с. 14-16.
91. Куликова Е.Ю. Подземная геоэкология мегаполисов. – М.: Издательство МГГУ, 2005. – 480 с.
92. Куликова Е.Ю., Корчак А.В., Левченко А.Н. Стратегия управления рисками в городском подземном строительстве. – М.: Издательство МГГУ, 2005. – 207 с.

93. Лапин С.К., Ильюхин С.В., Лапин П.С. Причины осадок дома Мурузи в Санкт-Петербурге. 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 «Геореконструкция-Фундаментпроект», 2008. – с.425-430.
94. Левченко А.Н. Обоснование методологии и разработка инновационных технических решений освоения подземного пространства мегаполисов. – Диссертация ... доктора технических наук. – М.: ГОУ ВПО МГГУ, 2009. – 297 с.
95. Левченко А.Н., Лернер В.Г., Петренко Е.В., Петренко И.Е. Организация освоения подземного пространства. Свершения и надежды/ Под ред. Е.В. Петренко. – М.: ТИМР, 2002. – 406 с.
96. Лобов О.И., Шишкин В.Я., Аникьев А.В., Конюхов Д.С. Применение технологии up-dawn при строительстве подземной части МГК Галереи А. Шилова. – Страйклуб. № 4, 2004.
97. Мазеин С.В. Измерение технологических параметров щитовой проходки транспортных тоннелей. – Метро и тоннели, № 2, 2009. с. 8.
98. Мазеин С.В. Контроль инъекционного давления твердеющего раствора за обделкой тоннеля и проходческим щитом. – Горное оборудование и электромеханика, № 11, 2009. с. 41 – 45.
99. Мазеин С.В. Обоснование расчётных сопротивлений трения грунта и тоннельной обделки продвижению щитовой машины. – Горное оборудование и электромеханика, № 11, 2010. с. 2 – 8.
100. Мазеин С.В., Павленко А.М. Влияние текущих параметров щитовой проходки на осадку поверхности. – Горный информационно-аналитический бюллетень, № 11, 2007. с. 133 – 138.
101. Макаревич Г.В. Щиты с грунто- и гидропригрузом. Преимущества и недостатки работы на ТПМК с различными пригрузами забоя. – Метро и тоннели, № 1, 2004. – с. 22-25.

102. Макаров О.Н., Меркин В.Е. Транспортные тоннели и метрополитены. Техника и технология строительства: состояние и перспективы. – М.: ТИМР, 1991.

103. Маковский Л.В. Перспективные конструктивные и технологические решения в тоннелестроении. – Транспортное строительство, № 4, 1991. – с. 28-30.

104. Маковский Л.В. Строительство многоуровневой подземной автостоянки на пл. Революции в Москве. — СПБ.: Подземный город: Геотехнология и архитектура. Труды международной конференции, 1998, стр. 187.

105. Маковский Л.В. Подготовка инженеров и научных работников в области тоннелестроения в МАДИ (ГТУ). – Метро и тоннели, № 3, 2003. – с. 46-47.

106. Малинин А.Г. Ограждение котлованов с помощью технологии струйной цементации грунтов. – Метро и тоннели № 2, 2004.

107. Малинин П.А., Просветов Д.Н. Применение струйной цементации при сооружении подземного перехода в аэропорту Шереметьево. – Подземные горизонты, № 11, 2016. – с. 74-76.

108. Мангушев Р.А., Гурский А.В., Сапин Д.А. Учёт технологических осадок существующих сооружений при строительстве около них новых зданий с развитым подземным пространством. Сборник трудов Всероссийской научно-технической конференции «Инженерно-геотехнические изыскания, проектирование и строительство оснований, фундаментов и подземных сооружений».СПбГАСУ. СПб, 2017 – с. 9-22.

109. Мангушев Р.А., Никифорова Н.С. Технологические осадки зданий и сооружений в зоне влияния подземного строительства/ Под ред. чл.-коор. РААСН, д-ра техн. наук, проф. Р.А. Мангушева. – М.: Изд-во АСВ, 2017. – 168 с.

110. Мангушев Р.А., Ошурков Н.В. Мониторинг устройства фундаментов из забивных свай для 16-ти этажного жилого дома в условиях

стеснённой застройки Санкт-Петербурга. 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 «Геореконструкция-Фундаментпроект», 2008. с. 593-598.

111. Манюков А.Г., Гончаров А.А. Конвейерный транспорт породы в тоннелестроении. – Метро и тоннели, № 1, 2007. – с. 14-16.

112. 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.

113. Меркин В.Е., Хохлов И.Н., Зерцалов М.Г., Устинов Д.В., Казаченко С.А. Исследование взаимного влияния пересекающихся тоннелей при различных способах их возведения. – Транспортное строительство, № 12, 2014. – с. 12-17.

114. Меркульев 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 «Геореконструкция-Фундаментпроект», 2008. - с. 605-609.

115. МГСН 2-07-97. Основания, фундаменты и подземные сооружения.

116. МГСН 2-07-01. Основания, фундаменты и подземные сооружения.

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

118. Мещеряков Н.Г., Мещеряков Г.Н., Вакулин А.А., Вакулин Н.А. Применение модульной сваевдавливающей системы в условиях 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 «Геореконструкция-Фундаментпроект», 2008. с. 611-615.

119. Мирсаяпов И.Т., Нуриева Д.М., Королёва И.В. Исследование влияния строительства жилого комплекса в овраге «Галеевский» г. Казани на осадки и техническое состояние зданий окружающей застройки. Инженерно-геотехнические изыскания, проектирование и строительство оснований, фундаментов и подземных сооружений: сб.тр. Всерос. науч.-техн. конф. По геотехнике; СПбГАСУ. – СПб., 2017. – 37-42.

120. Михальский Т. Применение технологии Jet Grouting в целях обеспечения устойчивости стен глубоких котлованов. 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 «Геореконструкция-Фундаментпроект», 2008. – с.617-625.

121. Никифорова Н.С. Прогноз деформаций зданий вблизи глубоких котлованов. – Вестник гражданских инженеров, № 2(3), 2005. – с. 38-43.

122. Никифорова Н.С. Снижение геотехнического риска при устройстве глубоких котлованов в городских условиях. – Основания, фундаменты и механика грунтов, № 5, 2005. – с. 12-16.

123. Никифорова Н.С. Закономерности деформирования оснований зданий вблизи глубоких котлованов и защитные мероприятия. Дисс... доктора техн. наук. – М.: МГУПС, 2008.

124. Никифорова Н.С., Внуков Д.А. Отсечные экраны из грунтоцементных свай для защиты зданий при строительстве коммуникационных тоннелей. Труды международной конференции по геотехнике «Геотехнические проблемы мегаполисов», 7-10 июня 2010 г., т. 4. – М.: 2010. – с. 1561-1564.

125. Николаев А.П. Деформации грунтового массива на участках строительного понижения напоров ратмировского горизонта в г. Москве. – Инженерная геология, № 2, 2009. – с. 26 – 31.

126. Осипов В.И. Строить сложно – но нужно. – Подземная столица, сентябрь 2008. – с. 32-36.

127. Осипов В.И., Кутепов В.М., Анисимова Н.Г. и др. Проблемы геоэкологической оценки участков для строительства высотных объектов в Москве. 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 «Геореконструкция-Фундаментпроект», 2008. – с. 515-518.

128. Осипов В.И., Постоев Г.П. Эффективное использование оползнеопасной территории мегаполисов. //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 5. – Москва, ПИ «Геореконструкция», 2010. – с. 1741-1746.

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

130. Панкратенко А.Н., Нгуен К.Х., Самаль А.С., Бегалинов А.Б., Амантов 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

131. Пашкин Е.М., Багмет А.Л., Осица В.И. и др. Мониторинг деформаций как основа безопасной эксплуатации зданий и сооружений. – Инженерная геология, № 3, 2008. – с. 40 – 50.

132. Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Повышение качества расчётных обоснований проектов. – Бюллетень строительной техники, № 10, 2005. – с. 59-62.

133. Петрухин В.П., Исаев О.Н., Наятов Д.В., Гильштейн С.Р. Строительство коммуникационных тоннелей в Москве и обеспечение

сохранности существующих зданий. – Основания, фундаменты и механика грунтов, № 4, 2002. – с. 12-16.

134. Петрухин В.П., Шулятьев О.А. Геотехнические особенности строительства московского международного делового центра (ММДЦ) «Москва-Сити». Труды Международной конференции по геотехнике «Развитие городов и геотехническое строительство». Санкт-Петербург, 16-19 июня 2008 г. Под ред. В.М. Улицкого. Том 3. – С.-Пб., Издательство «Геореконструкция-Фундаментпроект», 2008. – с. 29-65.

135. Петрухин В.П., Шулятьев О.А., Мозгачева О.А. Опыт проектирования и мониторинга подземной части Турецкого торгового центра. - М.: Основания, фундаменты и механика грунтов, 2004, № 5, с. 2-8.

136. Пиментель Э., Анастоу Г., Шнайдер Т., Срес А. Трёхмерное термогидравлические моделирование искусственного замораживания грунтов при строительстве двойного тоннеля в г. Фюрте (Германия). – Геотехника, № 3, 2012. – с. 42 – 50.

137. Поддубный В.В. Обоснование инженерных решений по эффективному освоению подземного пространства крупнейших и крупных городов. Дисс... канд. техн. наук. – Екатеринбург, УГГУ, 2006. – 185 с.

138. Пономаренко П.М. Проектирование и строительство кабельного тоннеля между энергоподстанциями «Гражданская» и «Войковская» в Москве. – Метро и тоннели, № 1, 2007. – с. 20-22.

139. Попсуенко И.К., Миронов Д.Б. Деформации здания в результате разработки траншеи под тепломагистраль и технологическая осадка при укреплении его основания. //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 «Геореконструкция», 2010. – с. 1571-1574.

140. Поспехов В.С. Исследование углового эффекта конструкции ограждения котлована. – Вестник ПНИПУ, № 2, 2014. – с. 238 – 248.

141. Постановление Правительства Москвы от 18 ноября 2008 г. № 1049 ПП «О городской программе подготовки к комплексному градостроительному освоению подземного пространства города Москвы на период 2009 – 2011 г.г.»

142. Постановление Правительства Москвы № 497-ПП от 1 августа 2017 года «Программа реновации жилищного фонда в городе Москве».

143. Преображенский С.П. Реконструкция аэропорта «Внуково». 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.53-56.

144. Рекомендации по оценке геологического риска на территории г. Москвы. – М.: Правительство Москвы, 2002.

145. Рекомендации по проектированию и устройству оснований и фундаментов при возведении зданий вблизи существующих в условиях плотной застройки в г. Москве. – Москкомархитектура, 1999.

146. Рекомендации по проектированию и устройству оснований, фундаментов и подземных сооружений при реконструкции гражданских зданий и исторической застройки. – М.: Москкомархитектура, 1998

147. Рекомендации по проектированию и возведению сборно-монолитных «стен в грунте» с листовой арматурой. - М.: МГАДИ, ИИЦ «ЗЕСТ», 1998.

148. Рекомендации по технологии устройства подземных сооружений методом «стена в грунте». – М.: ЦНИИС Госстроя СССР, 1973.

149. Речицкий В.В. Прогнозирование деформаций дневной поверхности при проходке туннелей. Автореферат дисс. канд. техн. наук. – М.: МГСУ, 2005. – 24 с.

150. Рудяк М.С. Рациональное использование городского подземного пространства для гражданских объектов. – М.: Издательство МГГУ, 2003. – 235 с.

151. 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.
152. Самойлов В.П., Малицкий В.С. Новейшая японская техника щитовой проходки тоннелей. – М.: Империум Пресс, 2004. – с. 227.
153. Самсонов Р.О. Оценка и управление геоэкологическими рисками в газовой отрасли. – Нефтегазовое дело. Электронный научный журнал. № 1, 2007.
154. Сапин Д.А. Дополнительные технологические осадки фундаментов зданий соседней застройки при устройстве траншейной «стены в грунте». – Автореферат дисс. канд. техн. наук. – Санкт-Петербург.: ФБГОУ ВПО «С.-Пб.ГАСУ», 2016. – 23 с.
155. Серова Е.А. Анализ и прогнозирование риска аварийных ситуаций при строительстве у условиях городской застройки с учётом технологических решений. Диссертация ... канд. техн. наук. – М.: МГСУ, 2012. – 23 с.
156. Семенюк-Ситников В.В. Количественная оценка влияния устройства глубокого котлована на близлежащие здания в стеснённых условиях городской застройки. Автореферат дисс... канд. техн. наук. – М.: МГСУ, 2005. – 24 с.
157. Система безлюдной доставки тюбингов (Япония). – Дайджест зарубежной информации, № 2, 1991. – с. 20-21.
158. Сливец К.В. Определение внутренних параметров модели «Hardening Soil Model». – Геотехника, № 6, 2010. – с. 55- 59.
159. СМП НОСТРОЙ 3.27.3-2014 «Освоение подземного пространства. Комплексное использование подземного пространства в мегаполисах»
160. СН 2.2.4/2.1.8.566-96. Производственная вибрация, вибрация в помещениях жилых и общественных зданий.
161. СП 21.13330.2012. Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах.
162. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений

163. СП 45.13330.2017. Земляные сооружения, основания и фундаменты.

164. СП 47.13330.2016. Инженерные изыскания для строительства. Основные положения.

165. СП 70.13330.2012 Несущие и ограждающие конструкции

166. СП 120.13330.2012. Метрополитены

167. СП 248.1325800.2016 Сооружения подземные Правила проектирования.

168. СП 249.1325800.2016. Коммуникации подземные. Проектирование и строительство закрытым и открытым способами

169. СП 361.1325800.2017. Здания и сооружения. Защитные мероприятия в зоне влияния строительства подземных объектов

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

171. Страшнова Л.Ф., Страшнова Ю.Г., Воинова А.В., Ульянова Т.В. Основные направления развития социальной, административной, общественно-деловой инфраструктур Москвы на период до 2025 г. – Архитектура и строительство Москвы, № 1, 2009.

172. СТО 36554501-028-2012. Оценка влияния строительства коммуникационных тоннелей щитовым методом на окружающую застройку.

173. СТО НОСТРОЙ 2.27.17-2011. Освоение подземного пространства. Прокладка подземных инженерных коммуникаций методом горизонтально-направленного бурения.

174. СТО НОСТРОЙ 2.27.19-2011. Сооружение тоннелей тоннелепроходческими комплексами с использованием высокоточной обделки.

175. Строкова Л.А. Прогнозирование параметров по данным мониторинга при расчёте осадки, вызванной проходкой метрополитена. – Инженерная геология, № 2, 2009. – с. 44 – 48.

176. Субботин В.А., Касапов Р.И. Концепция улучшения транспортной и экологической ситуации в городе Москве. 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.274-276.

177. Таринов С.В., Серебрякова А.Б., Лыков А.В, Леньшина О.Е. Испытание свай сейсмоакустическим методом. 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 «Геореконструкция-Фундаментпроект», 2008. – с.667-672.

178. Теличенко В.И., Зерцалов М.Г., Конюхов Д.С. Состояние и перспективы освоения подземного пространства г. Москвы. – Вестник МГСУ, № 4, 2010, т. 4. – с. 24 – 36.

179. Тер-Мартиросян З.Г., Тер-Мартиросян А.З., Сидоров В.В., Нгуен Х.Х. Влияние граничных условий на расчётное сопротивление грунтов оснований фундаментов и предельную нагрузку на них. – Геотехника, № 4, 2012. – с. 12 – 15.

180. Тер-Мартиросян З.Г., Тер-Мартиросян А.З., Соболев Е.С. Анализ данных геотехнического мониторинга плитных фундаментов большой площади. – Геотехника, № 4, 2012. – с. 28 – 33.

181. Тупиков М.М. Особенности деформирования грунтового массива и сооружений при строительстве мелкозаглубленных коммуникационных тоннелей в городских условиях. Автореферат дисс.... канд. техн. наук. – М.: МГУПС, 2011. – с. 24.

182. Улицкий В.М., Шашкин А.Г. Научное сопровождение сложной реконструкции зданий и сооружений. – Основания, фундаменты и механика грунтов, № 5, 2005. – с. 7-11.

183. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г., Лисюк М.Б., Васенин В.А. Деформирование основания при устройстве глубоких котлованов:

сравнение различных методов расчёта с данными натурных наблюдений. Труды Международной конференции по геотехнике «Развитие городов и геотехническое строительство». Санкт-Петербург, 16-19 июня 2008 г. Под ред. В.М. Улицкого. Том 3. – С.-Пб., Издательство «Геореконструкция-Фундаментпроект», 2008. – с. 3-28.

184. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Гид по геотехнике (путеводитель по основаниям, фундаментам и подземным сооружениям). - С.-Пб.: ПИ «Геореконструкция», 2010. – 208 с.

185. Улицкий В.М., Шашкин К.Г., Шашкин А.Г., Ма-Нин Комплексный анализ результатов геотехнического мониторинга на площадке строительства подземного сооружения на пл. Восстания в Санкт-Петербурге. //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 «Геореконструкция», 2010. – с. 1575-1582.

186. Устинов Д.В. Моделирование крупнопролётных выработок на примере подземных ГЭС. – Вестник МГСУ, № 4, 2010. – с. 68 – 74.

187. Ухов С.Б. Скальные основания гидротехнических сооружений (Механические свойства и расчёты). – М.: Энергия, 1975. – 264 с.

188. Фадеев А.Б., Мангушев Р.А., Лукин В.А., Кузнецов А.В. Деформации сооружений при их возведении в условиях плотной застройки С.-Петербурга. – Основания, фундаменты и механика грунтов, № 1, 2006. – с. 25-27.

189. Фарман И.П. Мониторинг как метод исследования и представления знаний. – Философия науки и техники, том 17, вып. 1, 2012. – с. 256-269.

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

191. Фёдоров В.С., Смородинов М.И. «Стена в грунте» - прогрессивный способ строительства. – М.: Стройиздат, 1975. – 32 с.
192. Филимончиков А.А., Татаркин А.В. Оценка рисков изменений геотехнических условий на подработанных территориях. – Горный информационно-аналитический бюллетень, № 4, 2014. – с. 123 – 128.
193. Фотиева Н.Н., Булычёв Н.С., Деев П.В. и др. Проблемы проектирования и расчёта подземных сооружений мегаполисов. //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 «Геореконструкция», 2010. – с. 1495-1502.
194. Хаак А. Вступительное слово. – Туннель, № 1, 2006. – с. 1.
195. Херр Р. Быстрее, больше, по-испански. М-30 в Мадриде. – Туннель, № 1, 2007. – с. 4-10.
196. Хильми Г.Ф. Основы физики биосфера. – Л.: Гидрометеоздат, 1966. – с. 300.
197. 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.
198. Чеканов П.В. Тоннельный переход между северным и южным терминальными комплексами к аэропорту Шереметьево. – Подземные горизонты, № 11, 2016. – с. 68-73.
199. Черняков А.В. Опыт строительства обхода Лефортово по тоннельно-эстакадному варианту. – Метро и тоннели, № 5, 2003. – с. 10-15.
200. Чунюк Д.Ю. Экспертная оценка геотехнических рисков на основе методов нечисловой статистики. – Вестник МГСУ, № 5, 2011. – с. 144 – 150.
201. Шарафутдинов Р.Ф. Совершенствование методов прогноза деформаций земной поверхности при щитовой проходке тоннелей для

подземных коммуникаций. Автореферат дисс.... канд. техн. наук. – М.: МГСУ, 2013. –20с.

202. Шашкин А.Г. Вязко-упруго-пластическая модель поведения глинистого грунта – Развитие городов и геотехническое строительство, № 2, 2011.

203. Шашкин А.Г. Критический анализ наиболее распространённых нелинейных моделей работы грунта. – Инженерная геология, № 3, 2010. – с. 29 – 37.

204. Шашкин А.Г. Оценка факторов инженерно-геологического риска для урбанизированной территории (на примере Санкт-Петербурга). – Геориск, № 2, 2011. – с. 24-31.

205. Швецов П.Ф., Зильберборт А.Ф. Под землю, чтобы сберечь землю. – М.: Наука, 1983. – 144 с.

206. Шишкин В.Я., Аникьев А.В., Конюхов Д.С. Ограждения котлованов в стеснённых условиях городской среды. – Страйклуб, № 1-2, 2002.

207. Шишкин В.Я., Аникьев А.В., Конюхов Д.С. Ограждение котлована общественно-жилого комплекса «Филипповское подворье» в городе Москве. – Страйклуб, № 12, 2003, № 1, 2004.

208. Шишкин В.Я., Погорелов А.Е., Разводовский Д.Е., Сидорчук В.Ф. Исследование напряжённо-деформированного состояния массива грунта, закреплённого комбинированным методом. //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 5. – Москва, ПИ «Геореконструкция», 2010. – с. 1651-1667.

209. Штерн Г.Я., Сорокин Н.А. Сооружение эскалаторного тоннеля в Москве с помощью ТПМК «LOVAT». – Метро и тоннели, № 2, 2009. – с. 6-7.

210. Шулятьев О.А. Геотехнические особенности проектирования высотных зданий в Москве. – Промышленное и гражданское строительство, № 10, 2016. – с. 17 – 25.
211. Шулятьев О.А., Минаков Д.К. Технологические осадки при устройстве «стены в грунте» траншейного типа. – Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура, т.8, № 3, 2017. – с. 41-50.
212. Шулятьев О.А., Мозгачёва О.А., Минаков Д.К., Соловьёв Д.Ю. Определение технологических осадок фундаментов близлежащих зданий при устройстве «стены в грунте», грунтовых анкеров и буроинъекционных свай. – Academia. Архитектура и строительство, № 4, 2016. - с. 129-140.
213. Юркевич П. Б. Использование технологии "jet-grouting" на строительстве Многофункционального комплекса "Царев сад" в Москве. - М.: ТИМР, Подземное пространство мира, 2001, № 5, стр. 9-25.
214. Юркевич П.Б., Суханов С.С. Международный отель "RitzCarlton" на улице Тверской (г. Москва). Трудная реализация сложнейшего проекта. — М.: ТИМР, Подземное пространство мира, 2005, № 3-4, стр. 7-23.
215. Юркевич П., Чеканов П. Уникальный объект напротив Кремля. - М.: ТИМР, Подземное пространство мира, 2001, № 1-2, стр. 27-37.
216. Юфин С. А., Семенюк-Ситников В. В. Применение нечетких экспертных систем в геотехническом строительстве – Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века, 2005, № 2 (73). -с. 76, 77.
217. 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.
218. Angerer W., Haimoni A.M., Ozturk A., Tellioglu V. Shallow TBM launch – alternative to cut and cover. Tunnels and Underground Cities: Engineering and Innovation meet Archaeology, Architecture and Art – Peila, Viggiani&Celestino (Eds). – London, Taylor & Francis Group, 2019. - p. 4345 – 4354.

219. Anishenko V. The limits of the possible. Balance between risk and rational cost-effectiveness in tunnel construction and repair. 15<sup>th</sup> World Conference of Associated Research Centres for the Urban Underground Space. Underground Urbanization as a Prerequisite for Sustainable Development. Conference Proceedings. 12-15 September 2016. Saint Petersburg. Russia. – Saint Petersburg, 2016. – p.16-21.

220. Antiga A., Chiorboli M., De Luca U. The potential for use of the observational method in tunnel lumpsum contracts. Tunnels and Underground Cities: Engineering and Innovation meet Archaeology, Architecture and Art – Peila, Viggiani&Celestino (Eds). – London, Taylor & Francis Group, 2019. - p. 4355 – 4364.

221. Atzl G. Challenges and Solutions for large scale Tunnelling in Urban Environment. Proceeding of the World Tunnel Congress 2017. Surface challenges – Underground solutions. 9-15<sup>th</sup> June 2017, Bergen, Norway. – Bergen, 2017.

222. Balossi Restelly A., Tornaghi R., Pettinarolli A., Rovetto E. Reconstruction of La Fenice theatre in Venice. Foundation problems. // Proc. the XIIIth European conf. on soil mechanics and geotechnical engineering «Geotechnical problems with man-made and man influenced grounds». Main Session 4: Foundation in urban areas. – Prague, Czech Republic, 25-28 August 2003. Vol. 2. – p. 29-34.

223. Barański M., Szczepański T., Popielski P., Dąbska A. Numerical model verification on the basic of the measurements and investigation carried out during the structure realization. //Proceedings of the International geotechnical conference «Development of Urban Areas and Geotechnical Engineering», Saint Petersburg, 16 – 19 June 2008. Edited by Prof. V.M. Ulitsky. V. 1.- Saint Petersburg, NPO «Georeconstruction-Fundamentproject», 2008. – p. 173-179.

224. Barla G., Pelizza S. TBM tunneling in difficult ground conditions. Proc. GeoEng2000. – Melborn, 2000.

225. Bilgin N., Acun S., Ates U., Murtaza M., Celik Y. The factor affecting the performance of three different TBMs in a complex geology in Istanbul.

Proceeding of the World Tunnel Congress 2017. Surface challenges – Underground solutions. 9-15<sup>th</sup> June 2017, Bergen, Norway. – Bergen, 2017.

226. Boone S. J., Westland J. Estimating Displacement Associated with Deep Excavation. //Proc. 5 Int. Symp. «Geotechnical aspects of underground construction in soft ground». Session 6.- Amsterdam, the Netherlands, 15-17 June 2005.
227. Brandl H. The collapse of a deep excavation put in urban surroundings. Proc. Of the 14-th European Conference on SMGE, Madrid, Vol.2, 2007.
228. 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.
229. Bourget A. P. F., Chirietti E., Patrinieri E. Evolution of risk management during an underground project's life cycle. Tunnels and Underground Cities: Engineering and Innovation meet Archaeology, Architecture and Art – Peila, Viggiani&Celestino (Eds). – London, Taylor & Francis Group, 2019. - p. 4375 – 4385.
230. Burland J. B., Standing J. R., Jardine F. M. Building response to tunnelling. Case studies from construction of the Jubilee Line Extension, London, vol.1: projects and methods. - London, UK: Imperial College, CIRIA, 2001.
231. Carmody J., Sterling R.L. Underground Space Design. A Guide to Subsurface Utilization and Design for People in Underground Space. – New York: Van Nostrand Reinhold, 1993. – 328 p.
232. Chang-Yu Ou. "Deep Excavation. Theory and Practice" - 2006 - 532 ctp.
233. 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.

234. Chirica A. The damages and the remedial measurements for some old buildings due to a deep excavation in Bucharest downtown. //Proceedings of the International geotechnical conference «Development of Urban Areas and Geotechnical Engineering», Saint Petersburg, 16 – 19 June 2008. Edited by Prof. V.M. Ulitsky. V. 2.- Saint Peterburg, NPO «Georeconstruction-Fundamentproject», 2008. – p. 499-507.

235. Clayton C. Management Geotechnical Risk, The Institution of Civil Engineers, London, 2001.

236. Concilia M. Hard Rock Tunnelling –TBM types, Facilities and work sites organization. SELI S.p.A., Lectures at the Master Course in Tunnelling and TBMs. – Italia, Politecnico di Torino, 2006.

237. Chung-Jung LEE, Bing-Ru WU, and Shean-Yau CHIOU. Soil Movements Around a Tunnel in Soft Soils. // Proc.Natl. Sci. Counc. ROC(A), 23(2) – Repub.China, 1999, pp.235-247

238. Davies R.V., Fok P., Norrish A. &Poh S.T. The Nicoll highway collapse: field measurements and observations. Int. Conf. on Deep Excavations. – Singapore, 2006.

239. Discussion sessions. Session 2: Bored tunnels: Construction. // Proc. Of the 5th International symposium “Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground.” – Netherlands, 2005. Pp.945...950

240. Farràs T.O., Abad D.S., Câmara R.J., Winterbarg R. Solving the Challenges oh the Santoña-Laredo General Interceptor Collector. Proceeding of the World Tunnel Congress 2017. Surface challenges – Underground solutions. 9-15<sup>th</sup> June 2017, Bergen, Norway. – Bergen, 2017.

241. Goldberg D.T., Jaworski W.E., Gordon M.D. Lateral Support System and Underpinning. Report FHWA-RD-75-128. Vol. 1. Federal Highway Administration. – Washington DC (PB 257210), 1976.

242. Gomes Coelho. The added value of geology in site investigation. Proc. Of the 14-th European Conference on SMGE, Madrid, Vol.1, 2007.

243. Haack A. Comparison between conventional tunnel driving method and TBM drives. Worldwide demand of tunnel construction. Tunnel Boring Machines – Trends in Design and Construction of Mechanized Tunneling. Hagenberg, Austria, 14-15 Dec. 1995. – Rotterdam, Balkema, 1996. – p. 89-98.

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

245. Hannik G., Brassinga H. E., van Meerten J. J., de Wit M. S., Toward a risk design of underground construction on urban areas // Proc. the XIII<sup>th</sup> European conf. on soil mechanics and geotechnical engineering. «Geotechnical problems with man-made and man influenced grounds. Main Session 4: Foundation in urban areas.- Prague, Czech Republic», 25-28\* August 2003.-Vol. 2.

246. Hashiguchi H., Kawagishi Y., Arai Y., Ueki Y. The creation of a large-scale underground concourse connecting a sky scraper complex and subway station; redevelopment plans in Ginza and Hibiya districts, Tokyo, one of Japan's leading commercial areas. Proceeding of the World Tunnel Congress 2017. Surface challenges – Underground solutions. 9-15<sup>th</sup> June 2017, Bergen, Norway. – Bergen, 2017.

247. Health and Safety Executive books – Sheffield, UK, 1999.

248. Hongjun W. Earth human settlement ecosystem and underground space research. 15<sup>th</sup> World Conference of Associated Research Centres for the Urban Underground Space. Underground Urbanization as a Prerequisite for Sustainable Development. Conference Proceedings. 12-15 September 2016. Saint Petersburg. Russia. – Saint Petersburg, 2016. – p.482-493.

249. Hotta H., Nakanishi K., Katsura Y. Evaluation of stress-strain relations of ground derived from in situ monitoring during a large-scale inverted construction of super-high-rise building. //Proceedings of the International geotechnical conference «Development of Urban Areas and Geotechnical Engineering», Saint Petersburg, 16 – 19 June 2008. Edited by Prof. V.M. Ulitsky. V. 2.- Saint Petersburg, NPO «Georeconstruction-Fundamentproject», 2008. – p. 557-564.

250. Hoy X., Xia M. Design of excavation and tunneling in soft ground in China. Proc. of the Int. Symp. on Underground Construction in Soft Ground.- New Delhi, India, January 3, 1994.

251. Hu Q.F., Huang H.W., Risk Assessment on Face Stability of Large-diameter Yangtze River Tunnel in Shanghai, China. //Proceedings of the International geotechnical conference «Development of Urban Areas and Geotechnical Engineering», Saint Petersburg, 16 – 19 June 2008. Edited by Prof. V.M. Ulitsky. V. 2.- Saint Peterburg, NPO «Georeconstruction-Fundamentproject», 2008. – p. 565-569.

252. Ilyichev V. A., Konovalov P. A., Nikiforova N. S. Geotechnical monitoring of urban building reconstruction during the underground construction // Proc. XVth ISMGE. The 1<sup>st</sup> Int. Conf. of the Third Millennium.- Istanbul, 2001.-Vol2.

253. Ilyichev V. A., Konovalov P. A., Nikiforova N. S. Management of the monitoring process when below-ground structures are built in Moscow. . // Proc. Int. Conf. «Responce of building to excavation-induced ground movements», 17-18 July, 2001, Imperial College.- London, 2001.

254. Ilyichev V. A., Konovalov P. A., Nikiforova N. S. Underground construction impact on neighboringBuildings in Moscow. // Proc. the 3<sup>rd</sup> Int. Symp. (IS-Toulouse 2002) «Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground», 4<sup>th</sup> Session Deep Excavation: Design and analysis.-Toulouse, France, 23-25 October, 2002.

255. Ilyichev V. A., Konovalov P. A., Nikiforova N. S., Bulgakov I.A. Deformation of the Retaining Structures Upon Deep Excavations in Moscow. Proc. 5<sup>th</sup> Int. Conf. on Case Histories in Geotechnical Engineering. New York, April 13-17 2004. – New York, 2004. – p. 5-24.

256. Jakobsen, P.D.. Estimation of soft ground tool life in TBM tunneling. PhD dissertation. Norwegian University of Science and Technology. - Trondheim, 2014.

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

258. Karlsrud K. and Andersen L. Design of deep excavations in soft clays. Proc. of the 14-th European Conference on SMGE, Madrid, Vol.1, 2007.
259. Katzenbach R., Bachmann G., Ramm H., Waberseck T., Dunaevskiy R. Monitoring of geotechnical construction – an indispensable tool for economic efficiency and safety of urban areas. //Proceedings of the International geotechnical conference «Development of Urban Areas and Geotechnical Engineering», Saint Petersburg, 16 – 19 June 2008. Edited by Prof. V.M. Ulitsky. V. 1.- Saint Petersburg, NPO «Georeconstruction-Fundamentproject», 2008. – p. 55-65.
260. Kim D.Y, Farrokh E., Song M.K., Hyun K.S. Cutting tool wear evaluation for soft ground TBMs. Proceeding of the World Tunnel Congress 2017. Surface challenges – Underground solutions. 9-15<sup>th</sup> June 2017, Bergen, Norway. – Bergen, 2017.
261. Kuepferle J., Roettger A., Thesen W., Alber M. Wear prediction for soft-ground tunneling tools – a new approach regarding the dominant influencing factors in the tribological system of tunneling tools. Proceeding of the World Tunnel Congress 2017. Surface challenges – Underground solutions. 9-15<sup>th</sup> June 2017, Bergen, Norway. – Bergen, 2017.
262. Lebedev M.O. Choosing a calculation method for stress-strain of supports and lining of transport tunnels. 16<sup>th</sup>World Conference of the Associated Research Centers for the Urban Underground Space (ACUUS 2018), 5-7 November 2018, Hong Kong, 2018.- p. 678-687.
263. Lim P.C. and Tan T.S. A Floating-Type braced excavation in soft marine clay. Proc. of Underground Singapore, November, 2003.
264. Łukasik S., Świeca M. Problem with deep foundation in the vicinity of old buildings in urban areas in difficult geotechnical conditions. //Proceedings of the International geotechnical conference «Development of Urban Areas and Geotechnical Engineering», Saint Petersburg, 16 – 19 June 2008. Edited by Prof. V.M. Ulitsky. V. 2.- Saint Petersburg, NPO «Georeconstruction-Fundamentproject», 2008. – p. 583-586.

265. Maffei C.E.M., Da Silva Guerra E. & Leonardo Leite R.L. Case history of a ruptured multi tied-back retaining wall. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. – Proc. Of the Int. Symposium, London, 1996
266. Mahdi S., Gastebled O., Khodr S. Back analysis of ground settlements induced by TBM excavation for the north extension of Paris metro, line 12. Tunnels and Underground Cities: Engineering and Innovation meet Archaeology, Architecture and Art – Peila, Viggiani&Celestino (Eds). – London, Taylor & Francis Group, 2019. - p. 2606 – 2615.
267. Mahdi S., Gastebled O., Ningre H., Senechal M. Grand Paris Express, Line 15 East – predictive damage analysis combining continuous settlement trough modeling, risk management, automated vulnerability checks and visualization in GIS. Tunnels and Underground Cities: Engineering and Innovation meet Archaeology, Architecture and Art – Peila, Viggiani&Celestino (Eds). – London, Taylor & Francis Group, 2019. - p. 5855 – 5864.
268. Makovetskiy O., Zuev S. Practice device artificial improvement basis of soil technologies jet grouting. 15<sup>th</sup> World Conference of Associated Research Centres for the Urban Underground Space. Underground Urbanization as a Prerequisite for Sustainable Development. Conference Proceedings. 12-15 September 2016. Saint Petersburg. Russia. – Saint Petersburg, 2016. – p.301-304.
269. 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.
270. Mestat P., Bourgeois E. Prediction and performance: numerical modeling of sheet pile walls and diaphragm walls. Proceeding of the 3<sup>rd</sup> International Symposium (IS-Toulouse 2002) «Geotechnical Aspect of Underground Construction in Soft Ground», Toulouse, France, 2002. – p. 15-20.

271. Moormann C. Actual trends in deep excavation technology and performance based on an international database. // Proc. the XIII European conf. on soil mechanics and geotechnical engineering. «Geotechnical problems with man-made and man influenced grounds. Main Session 4: Foundation in urban areas.- Prague, Czech Republic», 25-28\* August 2003.-Vol. 2.
272. Moormann C., Moormann H.R. A study of wall and ground movements due to deep excavations in soft soil based on worldwide experiences. //Proc. the 3<sup>rd</sup> Int. Symp. (IS-Toulouse 2002) «Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground», 4<sup>th</sup> Session Deep Excavation: Design and analysis.-Toulouse, France, 23-25 October, 2002.
273. Najder Olliver A.M., Lockhart T. Innovative One-pass Lining Solution for Doha's Deep Tunnel Sewer System. Proceeding of the World Tunnel Congress 2017. Surface challenges – Underground solutions. 9-15<sup>th</sup> June 2017, Bergen, Norway. – Bergen, 2017.
274. New recommendation on Choosing mechanized tunneling techniques. French Tunnelling and Underground Engineering Association. – AFTE, 2000.
275. Nguyen DucToan. TBM and Lining Essential Interfaces. Diss... Master in Tunnelling and Tunnel Boring Machines. – Turin, Italy, Politecnico di Torino, 2006. – p. 174.
276. Nicholson D. Geotechnical design risk and safety on construction sites. Arup, Geotchnet, 2005.
277. Nikiforova N.S., Bulgakov I.A. Deformations of the Retaining Structures of the foundations Trenches in Congested Urban Housing Environment in Moscow. // Proc. of International Geotechnical Conference dedicated to the Year of Russia in Kazakhstan. -Almaty, Kazakhstan, 23-25 September 2004. – p. 343-347
278. O'Reilly M.P., New B.M. Settlements above tunnels in the United Kingdom – their magnitude and prediction. – Tunneling 82. London: The Institution of Mining and Metallurgy, 1982. – p. 55-64.
279. Parker H.W., Robinson R.A. Providing the Right Geotechnical Exploration and Testing Data for Closed-Face Soil Tunnelling. Proceeding of the

World Tunnel Congress 2017. Surface challenges – Underground solutions. 9-15<sup>th</sup> June 2017, Bergen, Norway. – Bergen, 2017.

280. Peck R.B. Deep excavation and tunnelling in soft ground. State of the art report. Proc. 7<sup>th</sup> Int. Conf.of Soil Mechanics and Foundation Engineering. – Mexico City, 1969. – p. 225-290.

281. Perminov N., Perminov A.N. Geotechnical protection of engineering infrastructure objects in large cities under intense antropogenic impact and long term operation. 15<sup>th</sup> World Conference of Associated Research Centrs for the Urban Underground Space. Underground Urbanization as a Prerequisite for Suistainable Development. Conference Proceedings. 12-15 September 2016. Saint Peterburg. Russia. – Saint Peterburg, 2016. – p.378-381.

282. Pinto A., Gourveia. M. Teatro Circo: underpinning of a centenary theatre. // Proc. the XIII<sup>th</sup> European conf. on soil mechanics and geotechnical engineering. Geotechnical problems with man-made and man influenced grounds. Main Session 4: Foundation in urban areas.- Prague, Czech Republic, 25-28 August 2003.- Vol. 2. – p. 329-334.

283. PLAXIS 2D. Руководство пользователя. Под редакцией R.B.J. Brinkgreve, E. Engin, W.M. Swolfs. – С.-Пб.: ООО «НИП-Информатика», 2012.

284. Popa H., Manea S., Batali L. Geotechnical design and monitoring of a deep excavation in Bucharest, Romania. //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.

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

286. Rengshausen R., Köhler H., Weiner Th. Metro Doha Green Line – Challenges delivering a world class urban tunneling project. Proceeding of the World Tunnel Congress 2017. Surface challenges – Underground solutions. 9-15<sup>th</sup> June 2017, Bergen, Norway. – Bergen, 2017.

287. Scott P., Essler R. Maintaining the integrity of the reading room during basement excavation at the British museum.// Proc. Int. Conf. “Response of building

to excavation-induced ground movements”, 17-18 Juli, 2001, Imperial College. – London, UK: CIRIA, 2001. – p. 18.

288. Schanz T., Vermeer P.A., Bonnier P.G. The hardening soil model: formulation and verification. //Beyond 2000 in Computational Geotechnics. 10 years of PLAXIS. – Rotterdam: Balkema, 1999.

289. Seidenfus. Collapses in Tunneling. Master Degree foundation Engineering and Tunneling Stuttgart, Germany. – Lausanne, 2006.

290. ShinE.C., KimJ.I., GongY. Stability analysis of tunnel for under ground highways. Материалы всероссийской национальной конференции с международным участием «Фундаменты глубокого заложения и геотехнические проблемы территории», г. Пермь, 29-31 мая, 2017 г. – Пермь, Издательство пермского национального исследовательского политехнического университета, 2017. – с. 228-237.

291. Shirlaw J.N., Tan T.S., Wong K.S. Deep Excavations in Singapore marine clay. – Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. Proc. Of the 5-th Int. Symposium, 2005

292. Sogabe H., Suzuki K., Tanaka K. &Tommita S. Behavior of anchored walls during wide and deep excavations. Underground Construction in Soft Ground. Proc. Of the Int. Symposium. – New Delhi, 1994.

293. Wagner H. Contractual aspects and work site management.// Lecture at Master Course in Tunnelling and TBMs. – Torino, Italia, Politecnico di Torino, 2006.

294. Wahler E.P., Meshcheryakov G.N, Doubrovsky M.P. Research and development of press-in piling technology in a restrained urban environment. // Proceedings of the International Geotechnical Conference «Geotechnical challenges in megacities». Moscow, 7-10 June 2010. Volume 2. Edited by V.P. Petrukhin, V.M. Ulitsky, I.V. Kolybin, M.V. Lisyuk, M.L. Kholmyansky. – Moscow, GR F, 2010. – p. 479-486.

295. Verruijt A., Booker J.R. Surface settlements due to deformation of a tunnel in an elastic half plane. – Geotechnique, 46(4), 1996. – p. 753-756.

296. Yoo C.S., Kim J.H. Ground movements associated with deep excavation – characterization. Proc. The 3<sup>rd</sup> Int. Symp. «Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground», Toulouse, France, 23-25 October 2002. – Toulouse; 2002. – p. 107-112.

297. Zhenxiang X.A. Tunnel Design Method Using Field Measurement Data. Proceeding of Symposium on Design Performance of Underground Excavations. – Cambridge, Gr. Britan, 1984, paper № 27. – p. 221-229.

## Приложение 1

### Рекомендации по применению современных технологий подземного строительства в зависимости от неблагоприятных инженерно-геологических процессов и явлений г. Москвы

Технология	Неблагоприятные процессы и явления									
	Разуплотнение грунтов	Сдвиги т. осадки	Механическая суффозия	Подтопление	Карстово-суффозионные процессы	Плытуны	Тиксотропия	Морозное пучение	Химическая коррозия	Загрязнение подземных вод
<b>Открытый и полузакрытый способы<sup>5</sup></b>										
Ограждение котлованов из металлических труб и шпунта	+	+	+	-	+	-	-	+	+	-
Устройство ограждений котлованов с применением вдавливаемых свай	-	+	-	+	-	+	+	+	-	+
Устройство ограждений котлованов с применением пневмопробойников	-	-	+	-	+	-	-	-	+	+
Сборно-монолитная «стена в грунте» траншейного типа	+	+	+	+ <sup>6</sup>	+	-	+	+	+	+
«Стена в грунте» с контрфорсами	+	+	+	+ <sup>2</sup>	+	-	+	+	+	+
«Стена в грунте» из бурокасающихся свай	+	+	+	-	+	-	-	+	+	-

<sup>5</sup> Ограждения котлованов рассматриваются как временные конструкции, не учитываемые в дальнейшей работе подземного сооружения

<sup>6</sup> Для «совершенного» ограждения котлована. При отсутствии водоупора, в который может быть заглублена ограждающая конструкция, возможно использование только с применением дополнительных мероприятий, например, противофильтрационных завес или специальных способов строительства.

«Стена в грунте» из буросекущихся свай	+	+	+	<sup>+2</sup>	+	<sup>+2</sup>	+	+	+	+
«Стена в грунте» из свай РИТ	+	+	+	<sup>+2</sup>	+	<sup>+2</sup>	+	+	+	+
«Стена в грунте» из jet-свай с армированием и химическими добавками	+	+	+	<sup>+2</sup>	+	<sup>+2</sup>	+	+	+	+
«Стена в грунте» из jet-свай с горизонтальной ПФЗ	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
«Стена в грунте» с тонкой вертикальной ПФЗ, изготавливаемой по технологии jet-grouting	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
«Стена в грунте» с грунтовыми анкерами	-	+	-	<sup>+2</sup>	+	<sup>+2</sup>	+	<sup>+7</sup>	+	+
Полузакрытый способ	+	+	+	<sup>+2</sup>	<sup>+3</sup>	<sup>+2</sup>	+	+	+	+
<b>Закрытый способ</b>										
Комбайны избирательного действия	+	-	+	-	+	-	+	+	+	-
Комбайны, разрабатывающие сечение на полный профиль	+	-	+	-	+	-	+	+	+	-
Щиты роторного типа	+	+	+	-	+	-	+	+	+	-
Щиты избирательного действия	+	+	+	-	+	-	+	+	+	-
Щиты экскаваторного типа	+	+	+	-	+	-	+	+	+	-
Щиты с несколькими планшайбами	+	+	+	-	+	-	+	+	+	-
DOT-щиты с рабочими органами избирательного действия	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Автоматические щиты	+	+	+	-	+	-	+	+	+	+
Модульные щитовые комплексы	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
НАТМ	+	-	+	-	+	-	+	+	+	-

<sup>7</sup> Необходимо расчётное обоснование

Щиты с сусpenзионным пригрузом забоя	+	+	+	+	+	+	-	+	+	+
Щиты с грунтовым пригрузом забоя	-	+	-	+	+	+	+	+	+	+
Щиты с пеногрунтовым пригрузом забоя	+	+	+	+	+	+	-	+	+	+
Щиты с воздушным пригрузом забоя	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Предварительное крепление кровли забоя экранами из труб	+	+	+	-	+	-	-	+ <sup>3</sup>	+	+
Предварительное крепление кровли забоя экранами из труб по технологии микротонелирования	+	+	+	-	+	-	-	+	+	+
Предварительное крепление кровли забоя экранами из горизонтальных jet-свай	+	+	+	-	+	-	-	+	+	+
Предварительное крепление кровли и лба забоя струйной цементацией	+	+	+	+	+	+	-	+	+	+
Предварительное крепление лба забоя фиберглассовыми анкерами	-	+	-	-	+	-	+	+	+	+

## Приложение 2

### **Систематизация эффективности и ограничений применения прогрессивных технологий при ведении горно-строительных работ открытым и полузакрытым способами**

№ п.п.	Способ производства работ	Элемент «высоких технологий»	Достигаемая эффективность	Примечания
1.	Погружение металлических свай и шпунта	Гидравлическая сваевдавливающая машина с координационным модулем и пошаговым погружением элемента в автоматическом режиме	1.Высокая производительность. 2.Точность погружения. 3.Интерактивный контроль качества работ. 4.Отсутствие динамического, вибрационного и акустического воздействия на окружающую среду, наземную и подземную застройку	
2.	«Стена в грунте»	Сборно-монолитная листовой арматурой с	1.Контроль качества сборных элементов до погружения. 2.Вертикальная гидроизоляция стен. 3.Технологичность. 4.Снижение объемов земляных и бетонных работ. 5.Минимизация влияния строительства на гидрологический режим территории.	Недостатки: 1. большой расход бетона, используемого в качестве заполнителя траншеи, и не участвующего в работе конструкции на изгиб; 2. в многопролётной конструкции такое решение не позволяет расположить арматуру оптимальным образом, в соответствии с эпюорой изгибающих моментов; 3. при низком уровне подземных вод металлоизоляция в виде листовой арматуры является избыточной.

	С горизонтальной ПФЗ из jet-свай	<p>1.Возможность производства работ в котловане насухо при высоком уровне подземных вод.</p> <p>2.Использование горизонтальной ПФЗ в качестве распорного диска.</p> <p>3.Увеличение глубины котлована при консольной схеме работы ограждающей конструкции.</p> <p>4.Снижение деформаций окружающей застройки.</p> <p>5.Минимизация влияния строительства на гидрологический режим территории.</p>	<p>1.Возможность нарушения сплошности и разрушение конструкции ПФЗ при наличии в грунте строительного мусора и крупных включений.</p> <p>2.Глубина ПФЗ должна составлять не более 10 диаметров jet-свай, её образующих.</p> <p>3.Необходимость использования специальных мероприятий, противодействующих всплытию.</p>
--	----------------------------------	---	--

### **Приложение 3**

## **Ранжирование современных технологий подземного строительства по основной группе критериев**

### **Ранжирование современных технологий погружения металлических свай и шпунта**

№ п.п	Технология	Критерий						коэффициент конкордации	суммарный взвешенный ранг	ранжирование технологий
		1	2	3	4	5	6			
		Взвешенная оценка/Ранг								
1.1.	копром	30,0/1	78,1/2	22,0/1	230,0/3	95,1/3	24,0/1	0,74	479,1	2
1.2.	высокочастотным вибропогружателем	101,3/2	30,0/1	40,9/2	110,0/2	30,0/1	130,3/3	0,58	442,6	1
1.3.	завинчиванием	320,0/4	360,0/4	328,5/4	26,0/5	340,0/5	360,0/5	0,41	1734,5	5
1.4.	пневмопробойником	186,6/3	231,4/3	370,0/5	370,0/4	316,1/4	93,3/2	0,20	1567,5	4
1.5.	вдавливанием	186,6/3	78,1/2	144,0/3	66,0/1	48,3/2	222,3/4	0,21	745,3	3

### Ранжирование современных технологий устройства «стены в грунте»

№ п.п	Технология	Критерий						коэффициент конкордации	суммарный взвешенный ранг	ранжирование технологий
		1	2	3	4	5	6			
		Взвешенная оценка/Ранг								
2.1.	траншайная, изготавливаемая грейфером	1127,84/ 10	869,75/ 10	78,24/ 2	301,62/ 2	876,75/ 9	25,00/ 1	0,31	3279,2	4
2.2.	траншайная, изготавливаемая фрезерным оборудованием	48,00/ 1	739,46/ 8	20,00/ 1	54,00/ 1	195,74/ 3	86,38/ 2	0,09	1143,6	1
2.3.	сборно-монолитная с листовой арматурой	263,26/ 2	216,50/ 3	466,46/ 3	54,00/ 1	73,24/ 2	91,40/ 3	0,33	1164,9	2
2.4.	сборно-монолитная с предварительным напряжением	422,64/ 6	376,15/ 4	617,50/ 4	633,23/ 6	509,91/ 6	940,70/ 8	0,23	3500,1	6
2.5.	из буросекущихся и бурокасающих свай	529,20/ 8	484,15/ 5	1580,00/ 10	1224,66/ 10	1801,22/ 10	2208,00/ 11	0,90	7827,2	11
2.6.	из свай РИТ	435,34/ 7	594,00/ 7	836,00/ 7	374,19/ 3	509,91/ 6	700,00/ 6	0,29	3449,4	5
2.7.	из jet-свай	350,11/ 4	549,81/ 6	631,04/ 5	585,76/ 5	535,74/ 7	483,06/ 4	0,18	3135,5	3
2.8.	из jet-свай с химическими добавками	283,92/ 3	819,68/ 9	932,64/ 9	699,22/ 7	733,69/ 8	831,04/ 7	0,48	4300,2	8
2.9.	с горизонтальной ПФЗ из jet-свай	1087,82/ 9	41,00/ 1	2040,00/ 12	973,91/ 9	285,19/ 4	1216,83/ 9	0,49	5644,8	10

2.10.	буромесильным методом	361,76/ 5	1385,93/ 11	949,26/ 8	840,37/ 8	304,91/ 5	494,72/ 5	0,36	4336,9	9
2.11.	с тонкой противофильтраци онной завесой, изготавливаемой по технологии jet-grouting	1761,98/ 11	175,10/ 2	686,67/ 6	570,31/ 4	48,00/ 1	940,70/ 8	0,31	4182,8	7
2.12.	с контрфорсами	2076,00/ 12	2124,00/ 12	1689,50/ 11	2028,00/ 11	2304,00/ 11	1006,42/ 10	0,28	11227,9	12

### Ранжирование современных технологий крепления ограждений котлованов

№ п.п	Технология	Критерий						коэффициент конкордации	суммарный взвешенный ранг	ранжирование технологий
		1	2	3	4	5	6			
		Взвешенная оценка/Ранг								
3.1.	временными преднапряженными грунтовыми анкерами	40,00/1	184,74/4	360,00/5	298,67/4	224,00/3	380,00/5	0,22	1487,4	4
3.2.	временными извлекаемыми грунтовыми анкерами	280,00/5	345,00/5	198,55/4	224,00/3	340,00/5	111,69/3	0,10	1499,2	5
3.3.	постоянными грунтовыми анкерами	144,00/3	31,00/1	83,64/2	84,00/2	64,00/2	51,69/2	0,56	458,3	2
3.4.	сборными распорными элементами многоократного применения	88,00/2	39,95/2	28,00/1	20,00/1	20,00/1	24,00/1	1,13	219,9	1
3.5.	преднапрягаемыми распорными элементами	208,00/4	175,74/3	108,00/3	340,00/5	298,67/4	260,92/4	0,10	1391,3	3

### Ранжирование полузакрытого способа строительства

№ п.п	Технология	Критерий						коэффициент конкордации	суммарный взвешенный ранг	ранжирование технологий
		1	2	3	4	5	6			
		Взвешенная оценка/Ранг								
4.1.	Сверху-вниз	26,00/1	30,00/1	52,63/2	54,00/2	91,43/3	80/2	0,69	334,1	2
4.2.	Вверх-вниз	26,00/1	88,00/3	114,60/3	204,00/4	63,14/2	150/3	0,41	645,7	3
4.3.	Снизу-вверх	85,68/2	56,00/2	21,00/1	33,00/1	22,00/1	30/1	0,93	247,7	1
4.4.	Полу- полузакрытый (semi-top-down)	192,00/3	220,00/4	256,00/4	86,67/3	256,00/4	80/2	0,16	1090,7	4

### Ранжирование современных технологий горного способа строительства

№ п.п	Технология	Критерий						коэффициент конкордации	суммарный взвешенный ранг	ранжирование технологий
		1	2	3	4	5	6			
		Взвешенная оценка/Ранг								
5.1.	Экран из труб	18,00/1	22,00/1	256,00/4	180,00/4	64,00/2	256,00/4	0,65	796,0	2
5.2.	Анкерное крепление лба и свода выработки	127,87/3	224,00/4	111,61/3	119,83/2	119,83/4	96,00/3	0,20	799,1	3
5.3.	HATM	121,58/2	75,15/2	23,00/1	30,00/1	17,00/1	81,40/2	0,96	348,1	1
5.4.	HTM	224,00/4	150,68/3	41,73/2	142,80/3	75,21/3	19,00/1	0,63	653,4	4

## Ранжирование современных технологий механизированного способа строительства тоннелей

№ п.п	Технология	Критерий						коэффициент конкордации	суммарный взвешенный ранг	ранжирование технологий
		1	2	3	4	5	6			
		Взвешенная оценка/Ранг								
6.1.	Щиты открытого профиля	763,00/7	784,00/7	679,00/7	763,00/7	721,00/7	19,00/1	0,26	3729,0	7
6.2.	ТПМК без пригруза забоя	623,12/6	553,85/6	284,09/4	352,86/5	448,20/5	49,00/2	0,10	2311,1	5
6.3.	ТПМК с активным пригрузом забоя									
6.3.1.	механическим	539,00/5	363,08/5	561,09/6	363,00/6	576,60/6	229,66/3	0,88	2632,4	6
6.3.2.	гидравлическим	72,49/2	34,00/1	28,00/1	25,00/1	28,00/1	374,76/5	0,90	562,2	1
6.3.3.	грунтовым	143,62/3	83,08/4	71,04/2	37,29/2	68,40/2	354,69/4	0,44	758,1	2
6.3.4.	аэрационным	316,51/4	67,85/3	254,74/3	268,00/4	189,24/4	460,55/6	0,25	1556,9	4
6.3.5.	комбинированным	24,00/1	54,00/2	358,65/4	187,29/1	112,24/3	742,00/7	0,93	1478,2	3

## Приложение 4

### Ранжирование прогрессивных технологий подземного строительства по дополнительной группе критериев

#### Ранжирование современных технологий погружения металлических свай и шпунта

№ п.п	Технология	Критерий							коэффициент конкордации	суммарный взвешенный ранг	ранжирование технологий
		7	8.1	8.2	9.1	9.2	9.3	9.4			
		Взвешенная оценка/Ранг									
1.1.	копром	16/1	16/1	16,0/1	44/1	20/1	32/1	30/1	0,95	144	1
1.2.	высокочастотным вибропогружателем	121/2	62,3/2	81/2	92/3	126/3	322/3	30/1	0,24	804,3	3
1.5.	вдавливанием	144/3	126/3	144/3	44/1	62/2	190/2	68/3	0,20	710	2

### Ранжирование современных технологий устройства «стены в грунте»

№ п.п	Технология	Критерий							коэффициент конкордации	суммарный взвешенный ранг	ранжирование технологий
		7	8.1	8.2	9.1	9.2	9.3	9.4			
		Взвешенная оценка/Ранг									
2.1.	траншайная, изготавливаемая грейфером	26/1	93/2	105/2	28/1	209/3	105/2	26/1	0,54	566,0	2
2.2.	траншайная, изготавливаемая фрезерным оборудованием	210/3	352/3	264/3	28/1	288/3	105/2	26/1	0,28	1247,0	3
2.3.	сборно-монолитная с листовой арматурой	242/3	264/3	264/3	160/3	109,25/2	228/3	60/2	0,20	1267,3	3
2.4.	сборно-монолитная с предварительным напряжением	276/3	187/2	264/3	160/3	109,25/2	228/3	60/2	0,22	1224,5	3
2.6.	из свай РИТ	26/1	24/1	16/1	28/1	32/1	132/2	60/2	0,76	258,0	1
2.7.	из jet-свай	60/2	121,60/2	164,57/2	28/1	55,25/1	22/1	26/1	0,57	451,4	2
2.8.	из jet-свай с химическими добавками	60/2	121,60/2	164,57/2	28/1	32/1	22/1	26/1	0,58	428,2	2
2.10.	бурсмесительным методом	60/2	67,20/1	123,43/2	108/2	32/1	58,50/1	26/1	0,55	449,1	2
2.11.	с тонкой противофильтраци онной завесой, изготавливаемой по технологии jet- grouting	180/3	224,20/3	292,43/3	85/2	32/1	146,44/3	26/1	0,26	960,1	3

### Ранжирование современных технологий крепления ограждений котлованов

№ п.п	Технология	Критерий							коэффициент конкордации	суммарный взвешенный ранг	ранжирование технологий
		7	8.1	8.2	9.1	9.2	9.3	9.4			
		Взвешенная оценка/Ранг									
3.3.	постоянными грунтовыми анкерами	26/2	80/3	44/2	40/2	88/3	42/2	26/2	0,26	320,0	2
3.4.	сборными распорными элементами многократного применения	96/3	38/2	96/3	96/3	32/2	88/3	92/3	0,17	446,0	3

### Ранжирование полузакрытого способа строительства

№ п.п	Технология	Критерий							коэффициент конкордации	суммарный взвешенный ранг	ранжирование технологий
		7	8.1	8.2	9.1	9.2	9.3	9.4			
		Взвешенная оценка/Ранг									
4.1.	Сверху-вниз	46/2	46/2	48/3	48/3	36/3	48/3	32/3	0,11	272,0	3
4.2.	Вверх-вниз	96/3	96/3	48/3	48/3	36/3	48/3	32/3	0,10	372,0	3
4.3.	Снизу-вверх	96/3	96/3	48/3	48/3	36/3	48/3	32/3	0,10	372,0	3

### Ранжирование современных технологий горного способа строительства

№ п.п	Технология	Критерий							коэффициент конкордации	суммарный взвешенный ранг	ранжирование технологий
		7	8.1	8.2	9.1	9.2	9.3	9.4			
		Взвешенная оценка/Ранг									
5.3.	НАТМ	40/2	42/2	44/2	36/2	38/2	48/2	26/2	0,19	248,0	2

### Ранжирование современных технологий механизированного способа строительства тоннелей

№ п.п	Технология	Критерий							коэффициент конкордации	суммарный взвешенный ранг	ранжирование технологий
		7	8.1	8.2	9.1	9.2	9.3	9.4			
		Взвешенная оценка/Ранг									
6.3.	ТПМК с активным пригрузом забоя										
6.3.2.	гидравлическим	138/3	46/3	36/3	105/3	40/3	48/3	46/2	0,16	413,0	3
6.3.3.	грунтовым	110/2	46/3	36/3	138/3	40/3	48/3	96/3	0,15	418,0	3
6.3.4.	аэрационным	38/1	46/3	36/3	105/3	40/3	48/3	46/2	0,19	313,0	2
6.3.5.	комбинированным	138/3	46/3	36/3	30/1	40/3	48/3	46/2	0,22	338,0	2

## Приложение 5

### Значения деформаций и напряжений грунта при устройстве котлована глубиной 6 м с одним ярусом распорных креплений

Грунты		Осадка за СГ												Гориз. смещение за СГ после откопки котлована		Первый слой		Второй слой		Третий слой						
		Нечетные захватки				Четные захватки				После откопки котлована		σ <sub>x</sub>	σ <sub>y</sub>	σ <sub>xy</sub>	σ <sub>x</sub>	σ <sub>y</sub>	σ <sub>xy</sub>	σ <sub>x</sub>	σ <sub>y</sub>	σ <sub>xy</sub>	σ <sub>x</sub>	σ <sub>y</sub>	σ <sub>xy</sub>	Δ <sub>y</sub>		
		После отрывки траншеи		После заливки бетона		После отрывки траншеи		После заливки бетона				σ <sub>x</sub>	σ <sub>y</sub>	σ <sub>xy</sub>	σ <sub>x</sub>	σ <sub>y</sub>	σ <sub>xy</sub>	σ <sub>x</sub>	σ <sub>y</sub>	σ <sub>xy</sub>	σ <sub>x</sub>	σ <sub>y</sub>	σ <sub>xy</sub>	Δ <sub>y</sub>		
		EF 5	EF 8	EF 11	EF 14	v.2758	v.2757	v.2758	v.2757	v.2758	v.2757	v.2758	v.2757	v.2758	v.2757	v.2758	v.2757	v.2758	v.2757	v.2758	v.2757	v.2758	v.2757			
		1	Задача Hardening Soil	1,75	1,64	2,67	2,53	1,90	1,80	2,60	2,46	4,8	5,1	4,6	4,8	8,2	11	1	19,8	29,9	1	27,2	34,3	48,1	0,3	23,5
		2	Упругая задача	0,43	0,40	1,71	1,80	0,95	1,00	2,47	2,60	6,6	6,9	20,2	21,3	30,1	10,8	0,9	43,6	30	1	49,6	57,1	48,3	0,6	43,3
Глина	3	Задача с учетом разрыхления верхнего слоя грунта	0,21	0,20	0,10	0,10	0,10	0,10	0,19	0,20	8,1	8,5	23,2	24,4	9,5	3,6	0,5	33,8	12,6	0,2	58,9	43,6	30	0,7	51,4	
	4	Плоская "стена в грунте" без поэтапности возведения	-	-	-	-	-	-	-	5,80	2,2	2,3	15,6	16,4	31,6	10,6	0,8	45,1	30	1	19,3	58,5	48,1	0,8	44,3	
Суглинок	1	Задача Hardening Soil	2,00	2,10	2,95	3,10	2,95	3,10	3,80	4,00	6,5	6,8	4,7	4,9	36,5	10,3	0,9	46,4	28,8	1,3	10,4	57,5	46,3	0,6	9	
	2	Упругая задача	0,57	0,60	2,28	2,40	1,33	1,40	2,95	3,10	5,4	5,7	14,2	14,9	19	11	1	29	29	1	67,6	40	46,9	0,5	59,6	
	3	Задача с учетом разрыхления верхнего слоя грунта	0,57	0,60	1,71	1,80	1,14	1,20	2,85	3,00	8,7	9,2	15,8	16,6	6,8	3,5	0,4	22,6	12,6	0,1	83	30,5	25,8	0,8	73	
	4	Плоская "стена в грунте" без поэтапности возведения	-	-	-	-	-	-	-	6,20	0,9	0,9	7,7	8,1	20,8	11	1	31,2	30	1,1	70,1	42,1	48	0,6	61,8	
Супесь	1	Задача Hardening Soil	1,52	1,60	2,38	2,50	1,71	1,80	2,28	2,40	5,2	5,5	5,0	5,3	8,1	11	1	19,7	29,9	1	27,2	34	48,1	0,3	23,5	
	2	Упругая задача	2,09	2,20	3,99	4,20	3,23	3,40	5,23	5,50	13,4	14,1	11,1	11,7	19,4	11,1	1,1	30	30,1	1	79,6	41	48,2	0,4	70,3	
	3	Задача с учетом разрыхления верхнего слоя грунта	1,81	1,90	3,14	3,30	2,66	2,80	4,56	4,80	17,3	18,2	12,5	13,2	5,3	3,4	0,4	21,3	13,1	0,3	95,8	30,5	25,8	0,9	84,7	
	4	Плоская "стена в грунте" без поэтапности возведения	-	-	-	-	-	-	-	8,10	41,6	43,8	38,8	40,8	18,3	11	1	29,3	30	11	29	40,9	48	0,5	26,5	
Песок	1	Задача Hardening Soil	1,52	1,60	2,47	2,60	1,71	1,80	2,38	2,50	6,5	6,8	6,3	6,6	7,6	10,8	0,9	18,8	29,5	1,1	27,6	33,5	47,7	0,4	23,8	
	2	Упругая задача	2,95	3,10	4,85	5,10	3,99	4,20	5,99	6,30	23,0	24,2	16,7	17,6	24,2	10,8	0,7	36,4	29,8	1,2	80,3	48,4	48	0,2	71	
	3	Задача с учетом разрыхления верхнего слоя грунта	2,95	3,10	4,18	4,40	3,71	3,90	5,80	6,10	39,2	41,3	18,4	19,4	3,9	3,5	0,1	18,8	11,4	0,6	98,3	37,3	26,3	0,6	85	
	4	Плоская "стена в грунте" без поэтапности возведения	-	-	-	-	-	-	-	8,50	17,1	18,0	11,0	11,6	25	10,8	0,7	36,8	29,7	1,2	80,8	49	48	0,2	71,5	

## Значения деформаций и напряжений грунта при устройстве котлована глубиной 9 м с одним ярусом распорных креплений

Грунты		Осадка за СГ												Гориз. смещение за СГ после откопки котлована		Первый слой			Второй слой			Третий слой														
		Нечетные захватки						Четные захватки																												
		После отрывки траншей			После заливки бетона			После отрывки траншей			После заливки бетона																									
		EF 5			EF 8			EF 11			EF 14																									
		1,2758	1,2757	1,2758	1,2757	1,2758	1,2757	1,2758	1,2757	1,2758	1,2757	1,2758	1,2757																							
Глина	1	Задача Hardening Soil	1,3	1,2	1,8	1,7	1,3	1,2	1,7	1,6	7,5	8,7	6,3	6,1	15,1	11,2	1,1	20,9	29,2	1,1	26,2	28,9	49,2	0,8	23,4											
	2	Упругая задача	1	0,9	2,6	2,4	1,6	1,5	4,2	3,9	11	12,8	36,1	34,8	5,2	11,7	1,2	6,4	29,4	1,1	97,5	79,2	49,4	1,7	87,9											
	3	Задача с учетом разрыхления верхнего слоя грунта	1	0,9	2,6	2,4	1,6	1,5	4,2	3,9	11,1	17,4	36,2	39,8	8,9	3,2	0,5	49,9	12	0,2	109,5	63,3	26,8	2	99											
	4	Плоская "стена в грунте" без поэтапности возведения	-	-	-	-	-	-	20,9	19,6	29,3	30,9	22,2	26,1	61	12	0,9	75	28	1,9	56	93,7	48	2,6	52											
Суглинок	1	Задача Hardening Soil	1,2	1,3	1,7	1,8	1,2	1,2	1,6	1,7	9	9,5	6,6	6,9	11,5	11,1	1	75	28	1,9	56	93,7	48	2,6	52											
	2	Упругая задача	1,9	1,6	3,8	3,4	2,7	2,5	5,6	5,3	19,5	24,5	22,5	25,3	37,7	12	1,4	49,6	29,4	1,3	132	59,5	49,3	1,4	120											
	3	Задача с учетом разрыхления верхнего слоя грунта	1,9	1,6	3,8	3,4	2,7	2,5	5,6	5,3	28,1	35,2	23,9	27,6	6,5	3,3	0,4	34,4	12,7	0,5	150	46,2	27	2	136											
	4	Плоская "стена в грунте" без поэтапности возведения	-	-	-	-	-	-	17,2	16,6	28,7	28,6	12,4	15,9	37	12	1,1	46	28	2,1	70	62	47	1,4	65											
Суспесь	1	Задача Hardening Soil	1,2	1,3	1,8	1,8	1,2	1,3	1,7	1,8	8,8	9,5	6,4	6,8	10,1	11,3	1	16,5	29,2	1,2	26,8	25,3	49	1	24											
	2	Упругая задача	4,7	4,2	6,9	6,3	5,9	5,5	9,2	8,7	27	30,5	17,1	19,1	35,6	12,2	1,6	46,5	29,4	1,4	150	60,2	49,1	1,1	137											
	3	Задача с учетом разрыхления верхнего слоя грунта	4,7	4,2	6,9	6,3	5,9	5,5	9,2	8,7	35,7	41,9	15,8	18,9	5,5	3,8	0,4	29,3	11,6	1	172	47,4	27,4	1,7	155											
	4	Плоская "стена в грунте" без поэтапности возведения	-	-	-	-	-	-	15	14,7	23	24,4	7,9	10,9	38	12	1,2	49	28	2,4	78,7	65	47	1,3	73											
Песок	1	Задача Hardening Soil	1,206	1,206	1,809	1,809	1,206	1,206	1,7085	1,809	8,844	9,5475	6,432	6,834	10,1	11,3	1	16,5	29,2	1,2	26,8	25,3	49	1	24											
	2	Упругая задача	6	5,4	8,3	7,5	7,3	6,6	10,6	9,8	45,4	49,6	27,1	29,5	28,4	10	0,9	51,7	29,8	0,6	151	66,1	49	1,2	137											
	3	Задача с учетом разрыхления верхнего слоя грунта	6	5,3	8,3	7,5	7,3	6,6	10,6	9,8	72	83,5	26,8	32,4	3,7	3,3	0,1	19,7	12,2	0,7	175	51,8	27,7	0,6	155											
	4	Плоская "стена в грунте" без поэтапности возведения	-	-	-	-	-	-	14,6	13,7	25	26,1	10,7	13,9	26	10	0,8	61	28	1,3	7,8	75	48	2	72											

## Значения деформаций и напряжений грунта при устройстве котлована глубиной 9 м с двумя ярусами распорных креплений

Грунты		Осадка за СГ										Гориз. смещение за СГ после откопки котлована	Первый слой			Второй слой			Третий слой						
		Нечетные захватки				Четные захватки				После откопки котлована		$\sigma_x$	$\sigma_y$	$\sigma_{xy}$	$\delta_x$	$\delta_y$	$\sigma_{xy}$	$\Delta_y$	$\sigma_x$	$\sigma_y$	$\sigma_{xy}$	$\Delta_y$			
		После отрывки трапеци		После заливки бетона		После отрывки трапеци		После заливки бетона				$\sigma_x$	$\sigma_y$	$\sigma_{xy}$	$\delta_x$	$\delta_y$	$\sigma_{xy}$	$\Delta_y$	$\sigma_x$	$\sigma_y$	$\sigma_{xy}$	$\Delta_y$			
		EF 5	EF 8	EF 11	EF 14					$\tau_{2758}$	$\tau_{2757}$	$\tau_{2758}$	$\tau_{2757}$	$\tau_{2758}$	$\tau_{2757}$	$\tau_{2758}$	$\tau_{2757}$	$\sigma_x$	$\sigma_y$	$\sigma_{xy}$	$\Delta_y$				
		$\tau_{2758}$	$\tau_{2757}$	$\tau_{2758}$	$\tau_{2757}$	$\tau_{2758}$	$\tau_{2757}$	$\tau_{2758}$	$\tau_{2757}$	$\tau_{2758}$	$\tau_{2757}$	$\tau_{2758}$	$\tau_{2757}$	$\tau_{2758}$	$\tau_{2757}$	$\tau_{2758}$	$\tau_{2757}$	$\sigma_x$	$\sigma_y$	$\sigma_{xy}$	$\Delta_y$				
Глина	1	Задача Hardening Soil	1,3	1,2	1,8	1,7	1,3	1,2	1,6	1,5	7,9	7,5	7,1	6,9	11	11	1,1	17	29	1,1	26,1	29	49	0,6	23,3
	2	Упругая задача	1	0,9	2,6	2,4	1,6	1,5	4,2	3,9	10,5	11,7	38,3	37,9	41	11	0,8	55	29	1,4	96	71	48	1,5	86
	3	Задача с учетом разрыхления верхнего слоя грунта	1	0,9	2,6	2,4	1,6	1,5	4,2	3,9	14,2	15,3	44,1	43,7	8,8	3,3	0,6	44	12,8	0,2	106	56,5	26	2,1	97
	4	Плоская "стена в грунте" без поэтапности возведения	-	-	-	-	-	-	20,2	19,2	31	31	24	27	52	12	0,8	67	28	2,1	56	88	47	2,2	51
Суглинок	1	Задача Hardening Soil	1,2	1,3	1,7	1,8	1,2	1,2	1,6	1,7	7,9	7,6	7,8	7,6	7,8	11	1	15	29	1,2	26,5	23	49	0,7	23,7
	2	Упругая задача	1,9	1,6	3,8	3,4	2,7	2,5	5,6	5,2	14	15	29	29	28	12	1,2	39	29	1,5	131	52	49	1,2	119
	3	Задача с учетом разрыхления верхнего слоя грунта	1,9	1,6	3,8	3,4	2,7	2,5	5,6	5,3	20	20	33	33	6	3,4	0,6	28,8	13,7	1	149	39,3	27	2,1	131
	4	Плоская "стена в грунте" без поэтапности возведения	-	-	-	-	-	-	16	15	24	24	10	12,2	32	12	1,4	44	28	2,4	78	60	47	1	72
Супесь	1	Задача Hardening Soil	1,2	1,3	1,8	1,8	1,2	1,3	1,7	1,8	8,1	7,8	8,3	8	6,5	11	1	13	29	1,3	27	23	49	0,8	24
	2	Упругая задача	4,7	4,2	6,9	6,3	5,9	5,5	9,2	8,7	21	20	23	23	28	12	1,4	40	29	1,5	149	55	49	0,8	136
	3	Задача с учетом разрыхления верхнего слоя грунта	4,7	4,2	6,9	6,3	5,9	5,5	9,2	8,7	25,7	25,6	25,4	25,4	5,3	3,8	0,5	27	11	1,3	170	42	27	1,6	154
	4	Плоская "стена в грунте" без поэтапности возведения	-	-	-	-	-	-	16	15	24	24	10,3	12,1	32	13	1,4	44	28	2,4	78	60	47	1	72
Песок	1	Задача Hardening Soil	1,4	1,3	2,0	1,9	1,4	1,4	1,9	1,9	7,6	7,4	8,1	7,8	8	11,3	1	14,7	29,1	1,3	26,6	23,7	48,9	0,8	23,8
	2	Упругая задача	6	5,4	8,3	7,5	7,3	6,6	10,6	9,8	37	35,2	36,1	34,2	24,8	9,5	1,2	45,3	29,8	0,9	150	60,2	48,7	0,9	136
	3	Задача с учетом разрыхления верхнего слоя грунта	6	5,3	8,3	7,5	7,3	6,6	10,6	9,8	49,3	46,4	44,3	42,6	47	43	1,8	190	121	0,9	174	48	28	1	154
	4	Плоская "стена в грунте" без поэтапности возведения	-	-	-	-	-	-	15,7	14,6	26,4	25,4	15,3	16,4	24,8	10,4	1,2	55	29	1,2	77	70	48	1,9	71

## Значения деформаций и напряжений грунта при устройстве котлована глубиной 12 м с двумя ярусами распорных креплений

Грунты		Осадка за СГ												Первый слой				Второй слой				Третий слой										
		Нечетные захватки				Четные захватки				После откопки котлована	Гориз. смещение за СГ после откопки котлована				Б <sub>x</sub>	Б <sub>y</sub>	Б <sub>xy</sub>	Б <sub>x</sub>	Б <sub>y</sub>	Б <sub>xy</sub>	Б <sub>x</sub>	Б <sub>y</sub>	Б <sub>xy</sub>	Б <sub>x</sub>	Б <sub>y</sub>	Б <sub>xy</sub>	Б <sub>x</sub>	Б <sub>y</sub>	Б <sub>xy</sub>	Б <sub>x</sub>	Б <sub>y</sub>	Б <sub>xy</sub>
		После отрывки траншеи		После заливки бетона		После отрывки траншеи		После заливки бетона			EF 6	EF 10	EF 14	EF 18	τ.2758	τ.2757	τ.2758	τ.2757	τ.2758	τ.2757	τ.2758	τ.2757	τ.2758	τ.2757	τ.2758	τ.2757	τ.2758	τ.2757	τ.2758	τ.2757		
		-	-	-	-	-	-	-	-		τ.2758	τ.2757	τ.2758	τ.2757	τ.2758	τ.2757	τ.2758	τ.2757	τ.2758	τ.2757	τ.2758	τ.2757	τ.2758	τ.2757	τ.2758	τ.2757	τ.2758	τ.2757	τ.2758	τ.2757		
Глина	1	Задача Hardening Soil	1,3	1,3	1,9	1,8	1,3	1,3	1,6	1,5	10,5	10,0	9,5	9,2	13,8	13,8	1,4	21,3	36,3	1,4	32,6	36,3	61,3	0,8	29,1							
	2	Упругая задача	4,1	3,5	7,3	6,4	5,4	4,7	9,4	8,3	1,8	6,6	36	39	62	13	1,8	78	29	2	237	100	49	2,1	224							
	3	Задача с учетом разрыхления верхнего слоя грунта	4,1	3,5	7,3	6,4	5,4	4,7	9,4	8,3	7	12,1	43,5	45,8	3,5	3,2	0,1	48	13	2,8	263	82	28	3,5	244							
	4	Плоская "стена в грунте" без поэтапности возведения	-	-	-	-	-	-	42,4	39,7	41,4	43,2	28,4	31,5	50,1	13,8	3	73,8	31,3	4,1	117	97,8	44,5	1,6	110							
Суглинок	1	Задача Hardening Soil	1,2	1,3	1,8	1,9	1,2	1,3	1,6	1,8	10,5	10,1	10,4	10,1	13,9	15,1	1,5	21,5	39,7	1,5	32,9	39,7	67,3	0,8	31,9							
	2	Упругая задача	3,2	2,8	7,1	6,7	4,8	4,6	9,6	9,1	15,8	20,1	26,2	27,7	38	14	2,5	53	29	2,4	300	73	49	1,6	284							
	3	Задача с учетом разрыхления верхнего слоя грунта	3,2	2,8	7,1	6,7	4,8	4,6	9,6	9,1	25,1	30	30,7	32,5	4,8	3,5	0,4	32,4	10,8	2,8	334	55	28	2,3	313							
	4	Плоская "стена в грунте" без поэтапности возведения	-	-	-	-	-	-	27,9	27	30,7	32,1	17,5	19,6	24,1	15	3,3	44,3	30,4	3,5	142	66	45	0,1	135							
Супесь	1	Задача Hardening Soil	1,2	1,3	1,9	1,9	1,2	1,3	1,8	1,9	10,8	10,4	11,1	10,7	14,4	16,1	1,6	22,2	42,4	1,6	33,9	42,4	71,3	0,8	34,0							
	2	Упругая задача	7,2	6,6	12	11	9,3	8,8	14,5	13,8	19,3	21,8	18,8	19,8	32,7	14	2,6	50	30	2,1	329	71	49	1,2	34							
	3	Задача с учетом разрыхления верхнего слоя грунта	7,2	6,6	12	11	9,3	8,8	14,5	13,8	27,4	31,1	20,5	22	2,8	2,5	0,3	25	12	2,6	368	53	29	1,1	344							
	4	Плоская "стена в грунте" без поэтапности возведения	-	-	-	-	-	-	21,1	21,4	21,3	23	8,9	10,7	22,6	14,7	3,5	42,7	30,7	3,3	152	64,4	45,8	0,1	144							
Песок	1	Задача Hardening Soil	1,4	1,3	2,1	2,0	1,4	1,3	2,0	2,0	10,1	9,9	10,8	10,4	13,7	15,7	1,6	21,1	41,3	1,6	32,3	41,3	69,3	0,8	33,1							
	2	Упругая задача	8,7	7,9	13,1	12,2	10,8	10	16	15,1	38,4	39,7	30,6	30,2	22	9,4	2,1	51,6	31	0,3	331	73	50	1,8	312							
	3	Задача с учетом разрыхления верхнего слоя грунта	8,7	7,9	13,1	12,2	10,8	10	16	15,1	55	56	40,1	39	36	35	1	15,7	10	1,2	372	52	29	0,4	345							
	4	Плоская "стена в грунте" без поэтапности возведения	-	-	-	-	-	-	20,9	20	20	21,9	12,7	13,8	19	10,6	1,9	50,5	31	1,5	149	71,1	46,2	1,9	141							

## Приложение 6

### Вычисление коэффициента корреляции Пирсона для модели упрочняющегося грунта «Hardening Soil Model»

L/h	$Y_p = 0,4624x^{-0,366}$	$Y_{нат} = 0,6504x^{-1,149}$	$Y_p - \bar{Y}_p$	$(Y_p - \bar{Y}_p)^2$	$Y_{нат} - \bar{Y}_{нат}$	$(Y_{нат} - \bar{Y}_{нат})^2$	$(Y_p - \bar{Y}_p) * (Y_{нат} - \bar{Y}_{нат})$	$Y_p * Y_{нат}$	$r_{xy}$
0,06	1,32	17,55	0,61390	0,37688	12,1383	147,3393	7,4518	23,1820	
0,20	0,84	4,16	0,83512	0,69742	4,1605	17,3094	3,4745	3,4745	
0,51	0,59	1,41	0,59105	0,34934	1,4056	1,9756	0,8308	0,8308	
0,52	0,59	1,39	0,58915	0,34710	1,3915	1,9361	0,8198	0,8198	
0,24	0,78	3,38	0,78186	0,61130	3,3829	11,4443	2,6450	2,6450	
0,55	0,58	1,31	0,57725	0,33322	1,3051	1,7033	0,7534	0,7534	
0,05	1,43	22,68	1,43332	2,05442	22,6790	514,3377	32,5064	32,5064	
0,86	0,49	0,77	0,48789	0,23804	0,7697	0,5925	0,3755	0,3755	
0,40	0,65	1,88	0,64853	0,42059	1,8810	3,5382	1,2199	1,2199	
0,63	0,55	1,10	0,54604	0,29816	1,0961	1,2015	0,5985	0,5985	
0,24	0,78	3,38	0,78186	0,61130	3,3829	11,4443	2,6450	2,6450	
0,79	0,50	0,85	0,50321	0,25323	0,8482	0,7195	0,4268	0,4268	
3,17	0,30	0,17	0,30297	0,09179	0,1725	0,0297	0,0523	0,0523	
0,05	1,40	21,03	1,39924	1,95788	21,0288	442,2094	29,4244	29,4244	
0,05	1,40	21,03	1,39924	1,95788	21,0288	442,2094	29,4244	29,4244	
2,72	0,32	0,21	0,32067	0,10283	0,2061	0,0425	0,0661	0,0661	
2,72	0,32	0,21	0,32067	0,10283	0,2061	0,0425	0,0661	0,0661	
3,20	0,30	0,17	0,30195	0,09118	0,1707	0,0291	0,0515	0,0515	
3,50	0,29	0,15	0,29234	0,08546	0,1542	0,0238	0,0451	0,0451	
$\bar{Y}$	0,71	5,41							

**0,85208**

**Вычисление коэффициента корреляции Пирсона для модели Кулона – Мора**

L/h	$y_p = 1,3793x^{-0,423}$	$y_{нат} = 0,6504x^{-1,149}$	$y_p - \bar{y}_p$	$(y_p - \bar{y}_p)^2$	$y_{нат} - \bar{y}_{нат}$	$(y_{нат} - \bar{y}_{нат})^2$	$(y_p - \bar{y}_p) * (y_{нат} - \bar{y}_{нат})$	$y_p * y_{нат}$	$r_{xy}$
0,06	4,64	17,55	2,32953	5,42671	12,1383	147,3393	28,2766	81,4301	0,88576
0,20	2,73	4,16	2,73130	7,46001	4,1605	17,3094	11,3635	11,3635	
0,51	1,83	1,41	1,83175	3,35531	1,4056	1,9756	2,5746	2,5746	
0,52	1,82	1,39	1,82496	3,33048	1,3915	1,9361	2,5393	2,5393	
0,24	2,53	3,38	2,53101	6,40599	3,3829	11,4443	8,5622	8,5622	
0,55	1,78	1,31	1,78242	3,17702	1,3051	1,7033	2,3262	2,3262	
0,05	5,10	22,68	5,09922	26,00202	22,6790	514,3377	115,6452	115,6452	
0,86	1,47	0,77	1,46754	2,15368	0,7697	0,5925	1,1296	1,1296	
0,40	2,04	1,88	2,03916	4,15817	1,8810	3,5382	3,8357	3,8357	
0,63	1,67	1,10	1,67151	2,79394	1,0961	1,2015	1,8322	1,8322	
0,24	2,53	3,38	2,53101	6,40599	3,3829	11,4443	8,5622	8,5622	
0,79	1,52	0,85	1,52095	2,31329	0,8482	0,7195	1,2901	1,2901	
3,17	0,85	0,17	0,84614	0,71596	0,1725	0,0297	0,1459	0,1459	
0,05	4,96	21,03	4,95935	24,59513	21,0288	442,2094	104,2890	104,2890	
0,05	4,96	21,03	4,95935	24,59513	21,0288	442,2094	104,2890	104,2890	
2,72	0,90	0,21	0,90353	0,81636	0,2061	0,0425	0,1862	0,1862	
2,72	0,90	0,21	0,90353	0,81636	0,2061	0,0425	0,1862	0,1862	
3,20	0,84	0,17	0,84286	0,71042	0,1707	0,0291	0,1439	0,1439	
3,50	0,81	0,15	0,81193	0,65923	0,1542	0,0238	0,1252	0,1252	
$\bar{y}$	2,31	5,41							

**Вычисление коэффициента корреляции Пирсона для усовершенствованной задачи с моделированием разрыхления верхних слоев грунта**

L/h	$Y_p = 1,8618x^{0,477}$	$Y_{нат} = 0,6504x^{-1,149}$	$Y_p - \bar{Y}_p$	$(Y_p - \bar{Y}_p)^2$	$Y_{нат} - \bar{Y}_{нат}$	$(Y_{нат} - \bar{Y}_{нат})^2$	$(Y_p - \bar{Y}_p) * (Y_{нат} - \bar{Y}_{нат})$	$Y_p * Y_{нат}$	$r_{xy}$
0,06	7,31	17,55	3,89230	15,15000	12,1383	147,3393	47,2461	128,3267	0,91202
0,20	4,02	4,16	4,02274	16,18245	4,1605	17,3094	16,7364	16,7364	
0,51	2,56	1,41	2,56371	6,57261	1,4056	1,9756	3,6035	3,6035	
0,52	2,55	1,39	2,55300	6,51779	1,3915	1,9361	3,5524	3,5524	
0,24	3,69	3,38	3,69167	13,62843	3,3829	11,4443	12,4887	12,4887	
0,55	2,49	1,31	2,48599	6,18014	1,3051	1,7033	3,2445	3,2445	
0,05	8,13	22,68	8,13333	66,15113	22,6790	514,3377	184,4560	184,4560	
0,86	2,00	0,77	1,99666	3,98663	0,7697	0,5925	1,5369	1,5369	
0,40	2,89	1,88	2,89335	8,37148	1,8810	3,5382	5,4424	5,4424	
0,63	2,31	1,10	2,31226	5,34653	1,0961	1,2015	2,5345	2,5345	
0,24	3,69	3,38	3,69167	13,62843	3,3829	11,4443	12,4887	12,4887	
0,79	2,08	0,85	2,07879	4,32135	0,8482	0,7195	1,7633	1,7633	
3,17	1,07	0,17	1,07307	1,15147	0,1725	0,0297	0,1851	0,1851	
0,05	7,88	21,03	7,88220	62,12915	21,0288	442,2094	165,7531	165,7531	
0,05	7,88	21,03	7,88220	62,12915	21,0288	442,2094	165,7531	165,7531	
2,72	1,16	0,21	1,15548	1,33513	0,2061	0,0425	0,2382	0,2382	
2,72	1,16	0,21	1,15548	1,33513	0,2061	0,0425	0,2382	0,2382	
3,20	1,07	0,17	1,06838	1,14143	0,1707	0,0291	0,1823	0,1823	
3,50	1,02	0,15	1,02427	1,04912	0,1542	0,0238	0,1579	0,1579	
$\bar{Y}$	3,42	5,41							

## Приложение 7.

### Справка о внедрении



Свидетельства саморегулируемых организаций  
НП дорожных проектных организаций «РОДОС» от 15.01.2015 №0381.04-2009-7701885820-П-077  
НП «Центральскания» от 22.01.2015 №1002.05-2009-7701885820-И-003  
Сертификат соответствия ГОСТ Р ISO 9001-2011

#### СПРАВКА о внедрении результатов диссертационного исследования Конюхова Дмитрия Сергеевича

Результаты диссертационного исследования Конюхова Д.С. на тему «Разработка научно-методического обеспечения системы комплексного планирования стратегии реализации технологий городского подземного строительства с учетом геотехнических рисков», представленного на соискание ученой степени доктора технических наук, использованы:

- 1) В деятельности АО «Мосинжпроект» в виде практического применения системы комплексного планирования стратегии реализации технологий городского подземного строительства и механизма интерактивного управления технологиями горно-строительных работ при научно-техническом сопровождении возведения следующих объектов Московского метрополитена:
  - Бутовская линия от станции «Улица Старокачаловская» до станции «Новоясеневская»;
  - Таганско-Краснопресненская линия от станции «Выхино» до станции «Котельники»;
  - Люблинско-Дмитровская линия от станции «Марьина Роща» до станции «Петровско-Разумовская»;
  - Большая кольцевая линия;
  - Калининско-Солнцевская линия;
  - Некрасовская линия.
- 2) Методология комплексного планирования стратегий реализации технологий городского подземного строительства, организационно-технологические меры, принимаемые в рамках реализации стратегий, методы контроля технологических параметров производства горно-строительных работ и качества строительства, расчётно-эмпирический метод прогнозирования технологических деформаций при открытом и закрытом способах работ – при разработке следующих нормативно-технических документов АО «Мосинжпроект»:
  - СТО-82-01. Научно-техническое сопровождение строительства в АО «Мосинжпроект».

- СТО-75-03. Гидроизоляция подземных сооружений транспортного назначения, возводимых открытым и полуоткрытым способами. Правила проектирования и производства работ.
- СТО-75-25. Стандарт по контролю качества скрытых работ геофизическими методами при строительстве объектов метрополитена.
- СТО-75-27. Стандарт по проектированию, производству и контролю качества ремонтно-восстановительных работ на транспортных тоннелях и метрополитенах.

3) В работе органов исполнительной власти города Москвы, в том числе: Объединённого научно-технического совета по вопросам градостроительной политики и строительства, Экспертной комиссии по инновационным технологиям и техническим решениям, а также Рабочей группы по совершенствованию законодательства, регулирующего градостроительное освоение подземного пространства Департамента градостроительной политики города Москвы путем реализации теоретических основ и практических приложений организационно-технологической и организационно-экономической направленности выполнения производственных процессов в области инновационных технических и технологических решений подземного строительства.

4) В нормативно-технической деятельности технических комитетов по стандартизации в Российской Федерации: ТК 150 «Метрополитены», ТК 400 «Производство работ в строительстве. Типовые технологические и организационные процессы», ТК 465 «Строительство», ТК 507 «Градостроительство» путем внедрения системы стратегического управления реализацией технологий городского подземного строительства, организационно-управленческого механизма мониторинга, количественной оценки, анализа и управления геотехническими рисками, контроля технологических параметров производства геотехнических и горно-проходочных работ и качества строительства, критериальных параметров ранжирования технологий городского подземного строительства в процессе разработки, внесения изменений и переработки:

- СП 120.13330.2012. Метрополитены;
- СП 120.13330.2022. Метрополитены;
- СП 249.1325800.2016. Коммуникации подземные. Проектирование и строительство закрытым и открытым способами;
- СП 381.1325800.2018. Сооружения подпорные. Правила проектирования и строительства.
- СП 473.1325800.2019. Здания, сооружения и комплексы подземные. Правила градостроительного проектирования.

- СП 474.1325800.2019. Метрополитены. Правила обследования и мониторинга строительных конструкций подземных сооружений.

- Методические рекомендации проведения контроля качества на объектах тоннеле- и метростроения.

Общий экономический эффект от внедрения результатов диссертационного исследования Конюхова Д.С. на тему «Разработка научно-методического обеспечения системы комплексного планирования стратегии реализации технологий городского подземного строительства с учетом геотехнических рисков» составил 7,38 млрд. руб.

Исполнительный директор-руководитель  
дивизиона по строительству метро



В.П. Кивлюк

## **Приложение 8.**

### **Список опубликованных научных работ Д.С. Конюхова по теме диссертации**

**Научные статьи, опубликованные в научных изданиях, входящих в Перечень рецензируемых научных изданий, в которых должны быть опубликованы основные научные результаты диссертаций на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук**

*В изданиях, входящих в перечень ВАК:*

1. Власов Д.Н., Говорова Т.Б., Конюхов Д.С. Инженерные вопросы реконструкции сложившихся районов Москвы // Механизация строительства, № 6, 2002. – с. 6-8.
2. Конюхов Д.С., Свиридов А.И., Конюхова Е.К. Современные подходы к систематизации инженерно-геологических условий г. Москвы. // Вестник МГСУ, № 5, 2011. С 88-92
3. Конюхов Д.С. Основные экологические проблемы инженерного освоения подземного пространства. // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. № 4, 2001. С 14-15
4. Конюхов Д.С., Свиридов А.И. Расчёт технологических деформаций существующих зданий в процессе изготовления ограждающих конструкций котлованов. // Вестник МГСУ, № 5, 2011. С 99-103
5. Зерцалов М.Г., Конюхов Д.С., Симутин А.Н., Устинов Д.В., Хохлов И.Н. Оценка взаимного влияния строительства тоннелей метрополитена и возводимого над ними многоэтажного комплекса. // Транспортное строительство, № 11, 2014. – с.4-6
6. Конюхов Д.С., Устинов Д.В. Применение математического моделирования для оптимизации конструктивных решений подземных сооружений, возводимых в сложных геологических условиях. // Промышленное и гражданское строительство, № 11, 2014. С 57-60
7. Зерцалов М.Г., Казаченко С.А., Конюхов Д.С. Исследование влияния разработки котлована на окружающую застройку. // Вестник МГСУ, № 6, 2014. С. 77-86.
8. Конюхов Д.С. Безопасность существующей застройки при производстве подземных работ // Горный информационно-аналитический бюллетень. – 2022. – № 8. – С. 158–167. DOI 10.25018/0236\_1493\_2022\_8\_0\_158.
9. Куликова Е.Ю., Конюхов Д.С., Потокина А.М., Устинов Д.В. Аналитический метод расчета коэффициента технологического перебора грунта при организации производства горно-строительных работ с применением механизированной проходки тоннелей // Горный информационно-аналитический бюллетень. - 2022. - № 6–2. С. 305-315. DOI 10.25018/0236\_1493\_2022\_62\_0\_305.

10. Конюхов Д.С., Куликова Е.Ю. Инновационные технико-технологические решения в области городского подземного строительства // Наука и бизнес: пути развития. – 2022. - №9(135). – С. 30-32
11. Конюхов Д.С., Куликова Е.Ю. Обобщение и анализ методологических подходов к оценке прогрессивных технологий городского подземного строительства. // Наука и бизнес: пути развития. – 2022. - №9(135). – С. 33-34
12. Конюхов Д.С., Куликова Е.Ю. Организационно-управленческий механизм контроля технологических деформаций при производстве подземных работ// Наука и бизнес: пути развития. – 2022. - №9(135). – С. 35-36
13. Конюхов Д., Куликова Е., Устинов Д. Математическое моделирование технологических осадок в зоне влияния открытых геотехнических выработок // Русский инженер. – 2022. № 04 (77). – С. 39-43
14. Конюхов Д.С., Куликова Е.Ю. Анализ и управление технологическими рисками в подземном строительстве// Наука и бизнес: пути развития, № 10, 2022. – с. 48-51
15. Конюхов Д.С., Куликова Е.Ю. Комплексное планирование стратегий реализации технологий городского подземного строительства с учетом промышленно-экологической безопасности // Наука и бизнес: пути развития, № 10, 2022. – с. 56-63
16. Конюхов Д.С., Куликова Е.Ю. Концептуальные основы создания системы комплексного планирования стратегии реализации технологий подземного городского строительства // Наука и бизнес: пути развития, № 10, 2022. – с. 79-84
17. Конюхов Д.С., Куликова Е.Ю., Потокина А.М. Устройство подземных сооружений в открытых котлованах // Наука и бизнес: пути развития, № 10, 2022. – с. 56-59.

*В научных изданиях индексируемых в международных реферативных базах Scopus и Web of Science:*

18. Merkin V., Konyukhov D. Development of Moscow Underground Space Plans, Results, Perspectives/ Projects, Results, Potential // Procedia Engineering, v. 165, 2016.
19. Merkin V., Konyukhov D., Simutin A., Medvedev G. Stabilization of Centrifuge Bed Elevation Position by Compensation Grouting Method During Tunnel Boring for Metro Construction. // Procedia Engineering, v. 165, 2016
20. Konukhov D.S., Polyankin A.G. Ensuring the safety of the existing buildings during the construction of the underground in Moscow // Tunnels and Underground Cities: Engineering and Innovation meet Archaeology, Architecture and Art – Peila, Viggiani & Celestino (Eds). Taylor & Francis Group. – London, 2019.

21. Kulikova, E.Yu., Konyukhov, D.S. On the determination of buildings technological deformations in geotechnical construction // Sustainable Development of Mountain Territories, 2022, 14(2), pp. 187–197
22. Konyukhov, D.S., Kazachenko, S.A. The main factors affecting the convergence of calculated and actual values of deformations of existing buildings // Gornaya Promyshlennost, 2022, 2022(2), pp. 103–111
23. Konyukhov, D.S. Analysis of mechanized tunneling parameters to determine the overcutting characteristics // Mining Science and Technology (Russian Federation), 2022, 7(1), pp. 49–56
24. Konyukhov, D.S. Interactive control of process variables in double-track tunnel driving between subway stations // Mining Informational and Analytical Bulletin this link is disabled, 2022, (5), pp. 84–94
25. Kulikova, E.Yu., Konyukhov, D.S. Accident risk monitoring in underground space development // Mining Informational and Analytical Bulletin this link is disabled, 2022, (1), pp. 97–103

### *Монографии*

26. Теличенко В.И., Зерцалов М.Г., Королевский К.Ю., Конюхов Д.С., Король Е.А. Современные технологии комплексного освоения подземного пространства мегаполисов. Научное издание. // М.: Издательство АСВ, 2010.
27. Теличенко В.И., Король Е.А., Каган П.Б., Конюхов Д.С. Управление программами строительства подземных объектов. Научное издание. // М.: Издательство АСВ, 2010.

### *Патенты*

28. Дорошенко А.В., Крымов Б.А., Конюхов Д.С. Участок сопряжения с котлованом тоннеля в период его сооружения// Патент на изобретение № 2760448

### *В прочих изданиях:*

29. Конюхов Д.С. Основные экологические проблемы инженерного освоения подземного пространства. // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. № 4, 2001.
30. Конюхов Д.С., Ламонина Е.В., Погорелов А.Н. Возможность использования новоавстрийского способа проходки для строительства тоннелей в инженерно-геологических условиях г. Москвы. // Труды Международной конференции по геотехнике «Развитие городов и геотехническое строительство». Санкт-Петербург, 16–19 июня 2008 г. Под редакцией профессора В.М. Улицкого. Том 4. – С.-Птб., Издательство НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект», 2008
31. Зерцалов М.Г., Конюхов Д.С. Систематизация подходов к освоению подземного пространства крупных и крупнейших городов. //

Вестник МГСУ. Спецвыпуск № 1, 2009.

32. Конюхов Д.С., Ламонина Е.В. Строительство подземных сооружений открытым способом в условиях неблагоприятных геологических процессов в г. Москве. // Вестник МГСУ. Спецвыпуск № 1, 2009.

33. Конюхов Д.С. Высокие технологии строительства подземных сооружений мелкого заложения. // Вестник МГСУ. Спецвыпуск № 2, 2009.

34. Теличенко В.И., Зерцалов М.Г., Конюхов Д.С. Состояние и перспективы освоения подземного пространства г. Москвы. // Вестник МГСУ, № 4, 2010, т. 4.

35. Зерцалов М.Г., Конюхов Д.С. Применение высоких технологий при освоении подземного пространства городов. // Вестник МГСУ, № 4, 2010.

36. Конюхов Д.С., Ламонина Е.В. Взаимосвязь инженерно-геологических условий и технологических решений подземного строительства. // Вестник МГСУ, № 4, 2010, т. 4.

37. Конюхов Д.С., Свиридов А.И., Конюхова Е.К. Современные подходы к систематизации инженерно-геологических условий г. Москвы. // Вестник МГСУ, № 5, 2011.

38. Конюхов Д.С., Свиридов А.И. Проблемы расчёта технологических деформаций существующей застройки при геотехническом строительстве. // Строительство - формирование среды жизнедеятельности: Сборник трудов./ Четырнадцатая международная межвузовская научно-практическая конференция молодых учёных, докторантов и аспирантов (Москва, 27-29 апреля 2011 г)/ГОУ ВПО Моск. гос. строит. ун-т. – М.: МГСУ, 2011.

39. Конюхов Д.С., Свиридов А.И. Методика количественного анализа технологических деформаций существующих зданий при устройстве ограждающих конструкций котлованов. // Интеграция, партнёрство и инновации в строительной науке и образовании: сб. трудов Международ. науч. конф. (Москва, 19-21 октября 2011 г.); в 2 т. Т 2. / М-во образования и науки Росс. Федерации, ФБГОУ ВПО «Моск. гос. строит. ун-т». – М.: МГСУ, 2011.

40. Конюхов Д.С., Косолапов А.В. Применение технологии алмазной резки и сверления железобетонных конструкций при строительстве и реконструкции подземных сооружений в г. Москве. // Вестник МГСУ, № 5, 2011.

41. Леушин В.Ю., Карабаев М.И., Конюхов Д.С., Шмыков В.Е. Анализ деформации в окружающей застройке при сооружении глубоких котлованов в Москве. // БСТ: Бюллетень строительной техники, № 3, 2011.

42. Меркин В.Е., Зерцалов М.Г., Конюхов Д.С. Управление геотехническими рисками в подземном строительстве. // Транспортное строительство, № 2, 2013.

43. Зерцалов М.Г., Конюхов Д.С., Симутин А.Н., Устинов Д.В. Обеспечение сохранности многоэтажных зданий при сооружении тоннелей метрополитена. // Сборник трудов 7-ой международной градостроительной выставки City Expo «Подземное строительство, Москва, 2013.

44. Меркин В.Е., Зеркалов М.Г., Конюхов Д.С. Управление геотехническими рисками в подземном строительстве. // Транспортное строительство, № 3, 2013.
45. Конюхов Д.С. Технологические аспекты комплексного освоения подземного пространства Москвы.// Инженерные сооружения, № 3, 2014.
46. Конюхов Д.С., Смирнов С.С. Эмпирическая методика прогнозирования деформаций существующих зданий, расположенных в зоне влияния щитовой проходки. // Инженерные сооружения, № 2, 2015.
47. Конюхов Д.С. К вопросу о методике ведения геотехнического мониторинга. // Инженерные сооружения, № 3, 2016.
48. Конюхов Д.С., Петунина Д.С., Пичугин А.А., Симутин А.Н. Научное сопровождение размещения объектов ТПУ, расположенных вблизи действующего метрополитена. // Подземные горизонты, № 13, 2017.
49. Конюхов Д.С. Основные элементы научно-технического сопровождения строительства объектов метрополитена. // Инженерные сооружения, № 2, 2017.
50. Меркин В.Е., Конюхов Д.С. Симутин А.Н., Медведев Г.М. Применение технологий компенсационного нагнетания для стабилизации высотного положения фундамента центрифуги. // Метро и тоннели, № 3-4, 2017.
51. Конюхов Д.С. Научно-техническое сопровождение строительства объектов метрополитена. Основные виды работ. // Метро и тоннели, № 3-4, 2017.
52. Конюхов Д.С., Казаченко С.А. Анализ факторов, влияющих на сходимость результатов геотехнических расчётов с данными мониторинга. // Труды международного научно-технического форума «Тенденции, проблемы и перспективы развития подземного строительства в России». – Санкт-Петербург, 2017.
53. Koniukhov D.S., Polyakin A.G., Kazachenko S.A. An Analysis of the Factors which Influence geotechnical Calculations and Monitoring Data agreement. // Proceedings of International Tunneling Symposium in Turkey. Challenges of Tunneling. – Istanbul, 2017.
54. Конюхов Д.С., Казаченко С.А. Математическое моделирование влияния строительства объектов метрополитена на окружающую застройку. // Инженерные сооружения, № 4(19), 2017.
55. Конюхов Д.С. Научно-техническое сопровождение инженерных изысканий при проектировании и строительстве объектов метрополитена. // Инженерные сооружения, № 4(19), 2017.
56. Казаченко С.А., Конюхов Д.С. Влияние математической модели поведения грунта под нагрузкой на моделирование воздействия строительства метрополитена на окружающую застройку // Транспортное строительство, №

10, 2017

57. Казаченко С.А., Конюхов Д.С. Влияние выбора расчётной схемы на результаты геотехнических расчётов объектов метрополитена / // Транспортное строительство, № 11, 2017
58. Конюхов Д.С. Обобщение результатов научно-технического сопровождения строительства объектов метрополитена в Москве. // Транспортное строительство, № 12, 2017.
59. Конюхов Д.С. Прогноз геотехнических рисков при научно-техническом сопровождении строительства. // Инженерные сооружения, № 1, 2018.
60. Конюхов Д.С., Воронин П.А., Петунина Д.С., Ломоносов Ю.В. Научно-техническое сопровождение строительства участка Некрасовской линии на пересечении с действующей Таганско-Краснопресненской линией Московского метрополитена. // Инженерные сооружения, № 3(22), 2018.
61. Конюхов Д.С., Воронин П.А., Петунина Д.С., Ломоносов Ю.В. Комплексное научно-техническое сопровождение строительства метрополитена в Москве. // Подземные горизонты, № 18, 2018.
62. Конюхов Д.С. Технологическая безопасность подземного строительства в условиях плотной городской застройки. // Метро и тоннели, № 1, 2019.
63. Конюхов Д.С. «Высокие технологии» подземного строительства при реконструкции жилой застройки в Москве. // Метро и тоннели, № 3, 2019.
64. Конюхов Д.С. Мажирин М.Ю. Применение геотехнологического мониторинга для обеспечения технологической безопасности строительства объектов метрополитена в Москве. // Метро и тоннели. 2020. № 2.
65. Внутских В.В., Конюхов Д.С. Полянкин А.Г., Потокина А.М., Долев А.А. Применение прогрессивных технологий тоннелестроения при освоении подземного пространства мегаполисов. // Метро и тоннели. 2020. № 4.
66. Маковецкий О.А., Конюхов Д.С., Зуев С.С. Опыт применения струйной цементации для устройства противофильтрационных завес в скальных грунтах. // Жилищное строительство, № 9, 2020.
67. Koniukhov D.S., Korol' E.A., Polyankin A. G. Geotechnological Monitoring as a Method of Ensuring the Safety of Driving of Metro Tunnels Under Restrained Urban Conditions. // The Second Eurasian RISK-2020 Conference and Symposium. 12th – 19th April 2020, Tbilisi, Georgia.
68. Конюхов Д.С., Колыбин И.В. Основные принципы комплексного освоения подземного пространства Москвы. Требования современных строительных норм. // Метро и тоннели. 2021, № 1.
69. Koniukhov D.S., Kolybin I.V. Principles of the integrated development of Moscow City underground space. // IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, Volume 703, 17th World Conference ACUUS 2020 February 3-4 2021, (Helsinki, Fin-land) Virtual Conference.