

Федеральное государственное автономное
образовательное учреждение высшего образования
«Российский университет транспорта»
РУТ (МИИТ)

На правах рукописи



Пантелеев Юрий Игоревич

**ПРОТИВОКАРСТОВАЯ ЗАЩИТА ЛИНЕЙНЫХ
СООРУЖЕНИЙ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ
ГЕОСИНТЕТИЧЕСКИХ МАТЕРИАЛОВ**

2.1.2 Основания и фундаменты, подземные сооружения

Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук

Научный руководитель
доктор технических наук
Готман Наталья Залмановна

Москва – 2024

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	4
1 СОСТОЯНИЕ ИССЛЕДУЕМОГО ВОПРОСА	11
1.1 Проектирование противокарстовой защиты линейных сооружений..	11
1.1.1 Механизм карстовых деформаций	14
1.1.2 Методы противокарстовой защиты	17
1.1.3 Особенности проектирования противокарстовой защиты линейных сооружений путем укладки геосинтетических материалов в основании.....	22
1.2 Методы расчета геосинтетических материалов в основании линейных сооружений над карстовой полостью	31
Выводы по главе 1	37
2 ОСОБЕННОСТИ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ГЕОМАТЕРИАЛА С ГРУНТОВЫМ ОСНОВАНИЕМ НАСЫПИ.....	40
2.1 Испытание геосинтетического материала в разрывной машине.....	40
2.1.1 Определение зависимости относительных деформаций от растягивающих усилий геоматериала в лаборатории Huesker	44
2.2 Определение зависимости относительных деформаций от растягивающих усилий геоматериала в грунтовом лотке.....	49
2.3 Сопоставление результатов испытаний геосинтетического материала на разрывной машине и в лотке.....	52
Выводы по главе 2.....	55
3 ИССЛЕДОВАНИЯ ДОРОЖНОЙ НАСЫПИ, УСИЛЕННОЙ ГЕОСИНТЕТИЧЕСКИМ МАТЕРИАЛОМ ПРИ ОБРАЗОВАНИИ КАРСТОВЫХ ДЕФОРМАЦИЙ	56
3.1 Численные исследования.....	57
3.1.1 Методика проведения численных исследований.....	57
3.1.2 Верификация расчетной модели.....	65

3.1.3 Анализ проектных решений и инженерно-геологических условий земляного полотна на карстоопасных участках линейных сооружений, подготовка исходных данных для численных расчетов	68
3.1.4 Определение варьируемых параметров модели	72
3.1.5 Результаты численного расчета усилий в геосинтетическом материале над карстовой полостью в карстующихся грунтах.....	74
3.1.6 Оценка влияния карстового провала в основании линейного сооружения на устойчивость откоса насыпи.....	82
3.2 Теоретические исследования	89
Выводы по главе 3	94
4 ПРЕДЛОЖЕНИЯ ПО РАСЧЕТУ ПРОТИВОКАРСТОВОЙ ЗАЩИТЫ ЛИНЕЙНОГО СООРУЖЕНИЯ	96
4.1 Предложения по проектированию противокарстовой защиты дорожной насыпи.....	96
4.2 Применение предложенной методики при проектировании противокарстовой защиты для трассы М-12 «Москва – Нижний Новгород – Казань»	97
4.3 Практическое предложение по выбору геоматериала материала в зависимости от прогнозируемого диаметра карстового провала в основании дорожной насыпи.....	108
Выводы по главе 4	111
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	112
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	115
ПРИЛОЖЕНИЕ А	131

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования. В соответствии с нормативным законодательством Российской Федерации, при проектировании линейных сооружений на карстоопасных территориях предусматривается выполнение защитных противокарстовых мероприятий. Основная их цель заключается в обеспечении безопасности объектов во время всего их жизненного цикла.

К линейным сооружениям относятся автомобильные и железные дороги, которые имеют значительную протяженность и могут проходить по многокилометровым карстоопасным территориям. В этих условиях стандартные геотехнические и конструктивные методы противокарстовой защиты не применимы.

Решением данной проблемы может стать применение геосинтетических материалов. При этом для повышения эффективности защиты на геоматериал могут устанавливаться тензодатчики, позволяющие в режиме реального времени отслеживать все деформационные процессы.

В данной работе представлены результаты исследований по применению геосинтетических материалов для армирования основания дорожной насыпи, обеспечивающих противокарстовую защиту дороги.

Суть данной технологии заключается в частичной стабилизации основания линейного сооружения, то есть деформации возможны, но ограничены расчетными значениями. Геоматериал выполняет функцию поддержки сооружения до устранения последствий карстовых деформаций в основании.

Существующие методы расчета разработаны для оценки эффективности применения геосинтетических материалов при образовании карстовых деформаций по типу «провал» в основании насыпи, при этом размер провала является основным расчетным параметром.

Однако, образованию провала в основании предшествуют карстовые процессы в карстующихся грунтах, залегающих на глубине от 10-ти до 50-ти

метров ниже основания дорожной насыпи, с образованием в них карстовых полостей и карстовых деформаций в основании дорожной насыпи по типу «проседание». Поверхностный слой почвы, состоящий из глины, под которым находятся карстующиеся грунты, способен образовать крупную карстовую полость, что может быть опасным для дороги появлением «мульды проседания» значительного размера.

В результате выполненных исследований установлены закономерности изменения усилий и деформаций геосинтетического материала, а также осадок дорожной насыпи, расчет производится с использованием аналитических методов, которые основываются на таких параметрах, как диаметр полости, высота дорожной насыпи и расстояние до кровли карстующихся грунтов.

Выполнение таких исследований и совершенствование методов проектирования противокарстовой защиты линейных сооружений, а именно дорог разного назначения, это позволит улучшить качество и надежность проектных решений, что делает данную тему исследования важной и полезной на практике.

Степень разработанности темы исследования. Российскими и зарубежными учеными было выполнено большое количество теоретических и экспериментальных исследований, для изучения напряженно-деформированное состояние оснований зданий и линейных сооружений при возникновении карстовых деформаций.

Исследованием процессов формирования карстовых деформаций в основании зданий и сооружений занимались многие отечественные и зарубежные ученые: Е.С. Ашпиз, А.В. Аникеев, В.В. Толмачев, В.П. Хоменко, Э.И. Мулюков, Е.А. Сорочан, А.Л. Готман, Н.З. Готман, В.И. Мартин, Ш.Р. Незамутдинов, Н.С. Метелюк, Г.М. Троицкий, В.А. Илюхин, В.А. Гарбер, А.И. Травкин, В.И. Шейнин, М.М. Уткин, А.В. Шапошников, А.Б. Пономарев, Андрейчук В.Н., G. Aderhold, B.F. Beck, F. Reuter, P.T. Milanovic, P. Delmas и др.

По результатам исследований выделено 2 типа карстовых деформаций, а именно «провал» и «проседание», которые следует учитывать при

проектировании противокарстовой защиты, в том числе и для линейных сооружений.

Существенный вклад в изучение особенности работы геосинтетического материала, в том числе и с целью противокарстовой защиты линейного сооружения, внесли следующие ученые А.Б. Пономарев, Д.Г. Золотозубов, В.Г. Офрихтер, В.И. Клевеко, В.Ф. Барвашов, В.М. Юмашев, А.А. Бартоломей, В.Д. Казарновский, Т.П. Кашарин, А.И. Ким, Л.М. Тимофеева, Е.В. Щербин, Н.Н. Русак, Н. Brandl, J. Sobolewski, Н. Girard, J.P. Giroud, R.M. Koerner, A. Paul, A. Alexiew, Н. Perrier, F. Schlosser, S. Schwerdt, T. Uscimura, Н. Vidal и другие ученые.

Предложены методы подбора и расчета геосинтетического материала, уложенного в основание дорожной насыпи, на образование карстовых деформаций по типу «провал».

Цель и задачи исследования. Целью работы является усовершенствование методики проектирования противокарстовой защиты дорожной насыпи с использованием геоматериалов.

Для достижения поставленной цели решены следующие **задачи**:

- проанализировать имеющийся расчетный и экспериментальный опыта проектирования мер по защите от карста для дорог, сформулировать задачи исследования;
- выполнить лабораторные, численные и теоретические исследования и установить закономерности взаимодействия геосинтетического материала с грунтом над карстовой полостью в карстующихся грунтах;
- проанализировать результаты выполненных исследований и разработать аналитические методы расчета для определения усилий и относительных деформаций геоматериала, а также осадок дорожного полотна, над карстовой полостью в карстующихся грунтах;

– разработать методику расчета и проектирования противокарстовой защиты дороги с использованием геосинтетических материалов.

Объектом исследования является основание дорожной насыпи на карстующихся грунтах.

Предметом исследования является взаимодействие геосинтетического материала с основанием дорожной насыпи при развитии карстовых деформаций.

Научная новизна работы заключается в следующем:

– предложено выполнять расчет усилий и деформаций геосинтетического материала в основании линейного сооружения при условии образования карстовых деформаций по типу «проседание»;

– обосновано, что расчетным параметром карстопроявлений для условий образования деформаций по типу «проседание» является максимальный диаметр карстовой полости в карстующихся грунтах, при котором свод над полостью устойчив и полость не «всплывает» под основание дорожной насыпи;

– выявлены закономерности изменения усилий и деформаций геосинтетического материала, а также осадок дорожного полотна, над карстовой полостью в карстующихся грунтах, в зависимости от диаметра полости, высоты дорожной насыпи и высоты покровной толщи карстующихся пород;

– по результатам сопоставления испытаний геосинтетического материала в разрывной машине и в грунтовом лотке установлено, что с учетом взаимодействия геоматериала с грунтом, его жесткость увеличивается;

– разработаны аналитические методы расчета усилий и относительных деформаций геосинтетического материала, а также осадок основания, результаты которого будут зависеть от высоты дорожной насыпи, высоты покровной толщи карстующихся грунтов, диаметра полости;

- обоснована необходимость оценки устойчивости откосов насыпи, армированной геоматериалом, при образования карстового провала в основании насыпи.

Теоретическая и практическая значимость работы заключается в следующем:

- теоретическая значимость в том, что выявлены закономерности изменения усилий и деформаций геосинтетического материала, а также осадок дорожного полотна, при образовании карстовых деформаций по типу «проседание».

- практическая значимость состоит в разработке методики проектирования противокарстовой защиты дорожной насыпи с использованием геосинтетических материалов, учитывающей все варианты возможных карстовых деформаций. Разработанная методика ориентирована на применение в практике проектирования линейных сооружений (дорог) на закарстованных территориях.

Методология и методы исследования. Достижение цели исследования и решение задач осуществлялось с использованием следующих методов:

- анализ и синтез – при уточнении и конкретизации проблемы расчета линейных сооружений при действии карстовых деформаций в обзоре литературы; при разработке аналитических методов расчета усилий и деформаций в геоматериале при действии карстовых деформаций и рекомендаций по выполнению численных расчетов;

- обобщение – при обобщении опыта расчетов основания дорожной насыпи, армированного геоматериалом, на карстоопасных площадках;

- сравнение – при обосновании характеристик расчетной модели для численных исследований взаимодействия геоматериала и основания при образовании карстовых деформаций;

- моделирование – при составлении численных моделей для моделирования поведения геоматериала в основании дорожной насыпи.

Для решения поставленных задач применялись различные методы, включая теорию пластичности, теорию упругости, теорию прочности Мора-Кулона и другие. При проведении численных исследований применялись компьютерные программы, основанные на методе конечных элементов. С помощью метода наименьших квадратов проводился анализ и интерпретация результатов численного исследования.

Положения, выносимые на защиту: предложения по расчёту оснований линейных сооружений, армированных геосинтетикой, для территорий с карстовыми явлениями базируются на итогах исследований, которые включают в себя:

- предложение по выполнению расчета усилий и деформаций геосинтетического материала в основании линейного сооружения при условии образования карстовых деформаций по типу «проседание»;
- обоснование, что расчетным параметром карстовых деформаций по типу «проседание», которым является максимальный диаметр карстовой полости в карстующихся грунтах, при котором свод над полостью устойчив и полость не «всплывает» под основание дорожной насыпи;
- закономерности изменения усилий и деформаций геосинтетического материала, а также осадок дорожного полотна, над карстовой полостью в карстующихся грунтах, в зависимости от диаметра полости, высоты дорожной насыпи и высоты покровной толщи карстующихся пород;
- экспериментальное обоснование увеличения жесткости геоматериала, взаимодействующего с грунтом;
- аналитические методы расчета усилий и относительных деформаций геосинтетического материала, а также осадок основания, в зависимости от диаметра полости, высоты дорожной насыпи и высоты покровной толщи карстующихся пород;
- предложения по дополнительному расчету устойчивости откосов насыпи автомобильной дороги при образовании карстового провала.

Степень достоверности основывается на:

- использовании классических методов механики грунтов и строительной механики, апробированных методов численного моделирования на основе верифицированных программных комплексов;
- успешном согласовании результатов численных исследований и данных лабораторных экспериментов, которые опубликованы в научных изданиях, а также аналитических решений и результатов численных исследований.

Апробация результатов. Основные результаты работы докладывались на заседаниях кафедры «Автомобильные дороги, аэродромы, основания и фундаменты» ФГАОУ «Российский университет транспорта», на внутренних научно-практических конференциях «Неделя науки» в период с 2019 по 2023г.; на международной научно-практической конференции «Актуальные проблемы проектирования, строительства и эксплуатации автомобильных дорог, аэродромов и транспортных сооружений» в 2021 г.; на 80-ой международной научно-методической и научно-исследовательской конференции МАДИ в 2022 г.; на IV международной научно-технической конференции «Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении» (Новочеркасск) в 2022 г.; на геофоруме «Обмен опытом применения инновационных геосинтетических материалов на объектах транспортной инфраструктуры» Huesker, МАДИ в 2023 г.

По теме диссертации опубликовано 7 работ, 2 из которых в изданиях, входящих в утвержденный ВАК перечень ведущих рецензируемых научных изданий.

Структура и объем работы. Диссертационная работа состоит из введения, 4 глав, заключения, списка литературы, включающего 135 наименований. Работа изложена на 134 страницах машинописного текста, содержит 42 рисунка, 23 таблицы.

1 СОСТОЯНИЕ ИССЛЕДУЕМОГО ВОПРОСА

Карст - Комплексный геологический процесс, обусловленный растворением подземными и (или) поверхностными водами горных пород, проявляющийся в их ослаблении, разрушении, образовании пустот и пещер, изменении напряженного состояния пород, динамики, химического состава и режима подземных и поверхностных вод, в развитии суффозии (механической и химической), эрозий, оседаний, обрушений и провалов грунтов и земной поверхности [88].

Карстовые процессы представляют собой серьезную угрозу, так как их широкая распространенность и скрытый характер могут привести к значительным проблемам при строительстве и эксплуатации инженерных объектов, а также эффективном использовании сельскохозяйственных угодий. Это может повлечь за собой существенный материальный и экономический ущерб для населения и хозяйства [2, 16, 84 - 89].

Главными видами опасностей, связанных с карстом, являются: проседание и образование провалов на поверхности земли, деформации и даже разрушение строений.

1.1 Проектирование противокарстовой защиты линейных сооружений

Если обратиться к основным сводам правил строительства линейных сооружений СП 34.13330.2012 [85], СП 238.1326000.2015 [89], СП 39.13330.2012 [87] и СП 45.13330 [86], которые регулируют проектирование земляного полотна для автомобильных и железных дорог, а также оснований земляных сооружений (дамб), становится понятно, что они практически не учитывают аспекты проектирования на закарстованных территориях.

Единственным дорожным стандартом, который содержит рекомендации по проектированию в районах с карстовой опасностью, является ГОСТ33149-

2014 [11]. Стоит заметить, что в разделе данного стандарта представлены лишь общие принципы проектирования земляного полотна на закарстованных территориях, отсутствуют указания по применению противокарстовых мероприятий. Также нельзя не отметить, что ГОСТ 33149-2014 в большей степени повторяет текст «Рекомендаций по проектированию земляного полотна дорог в сложных инженерно-геологических условиях» [11], которые разработаны ЦНИИС в 1974 году, и не предлагает никаких новых концепций или подходов, которые бы учитывали накопленный за последние четыре десятилетия опыт и современные разработки по противокарстовой защите.

Вопросы проектирования на закарстованных территориях подробно рассматриваются в требованиях и рекомендациях общестроительного свода правил касающихся инженерной защиты зданий и сооружений от потенциально опасных геологических процессов СП 116.13330 [89], а также в СП 22.13330 [91], который распространяется на проектирование оснований зданий и сооружений в котлованах, траншеях и открытых выработках. Он не применяется к линейным сооружениям, однако рассматривается как общестроительный стандарт. Однако есть два важных момента, которые стоит учесть относительно этих сводов правил:

- оба этих документа не принимают во внимание специфику линейных сооружений;
- рекомендации, представленные в этих документах, актуальны лишь для относительно простых условий и в более сложных ситуациях рекомендуется обращаться в специализированные организации.

Более полное освещение вопросов проектирования на закарстованных территориях можно найти в ТСН 22-308-98 [94] и в «Рекомендациях по проведению инженерных изысканий, проектированию, строительству и эксплуатации зданий и сооружений на закарстованных территориях Нижегородской области» [77].

Эти документы охватывают большинство аспектов проектирования в условиях карста, начиная с специфики проведения инженерных изысканий, и заканчивая рекомендациями по организации карстологического мониторинга,

методами оценки карстового риска и предложениями по страхованию строительных объектов с учетом карстового риска.

В настоящее время применение упомянутых документов к объектам дорожного комплекса ограничено, поскольку они:

- не полностью учитывают специфику линейных сооружений и работу земляного полотна дорог в условиях карста;
- не содержат методик расчетного обоснования противокарстовых мероприятий или ссылок на такие методики.

Другие нормативные и методические документы, связанные со строительным освоением закарстованных территорий, обычно основаны на результатах изучения отдельных аспектов карстоведения. Они обычно фокусируются на региональных особенностях развития карста.

Исследования зарубежных нормативных баз (на примере автомобильных дорог) [101-104] и опыт защиты дорог от карста показывают, что следует обратить внимание на метод укрепления основания земляного полотна с помощью геосинтетических материалов, применяемых для предотвращения карстовых деформаций основания (рисунок 1.1) [3]. Эта технология описана в иностранных нормативных стандартах [108, 122], вместе с предоставленными аналитическими решениями.

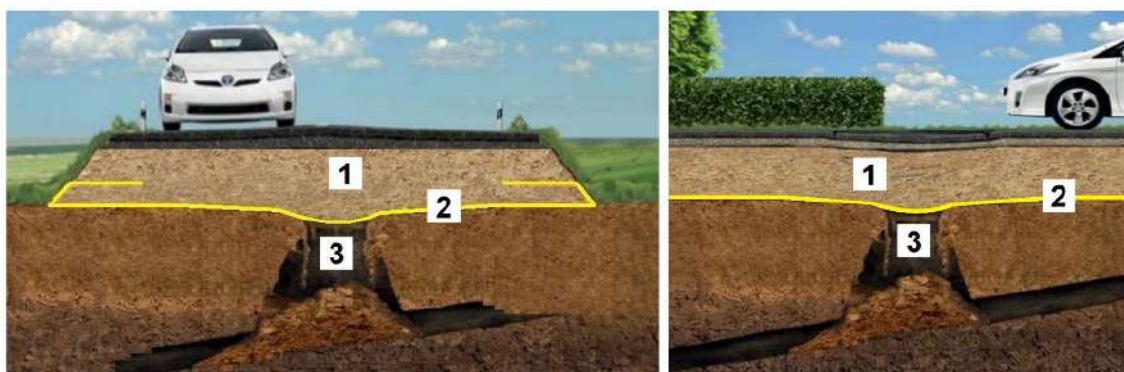


Рисунок 1.1 - Принципиальная схема армирования основания земляного полотна автомобильных дорог над карстовыми полостями [83]; 1 – грунт насыпи земляного полотна; 2 – высокопрочный геосинтетический материал; 3 – карстовая полость

Технология противокарстового армирования основания земляного полотна с использованием высокопрочных геосинтетических материалов была успешно применена на различных объектах транспортной инфраструктуры как в России, так и за рубежом [57 - 60]. Среди них - автомобильная дорога федерального значения автомагистрали А1 в Польше [102, 105], автомагистрали А38 и В180 в Германии, автомагистраль 448 в Бразилии, участки высокоскоростных железнодорожных магистралей в Испании и Франции. Также планируется использование технологии усиления основания земляного полотна с применением гибкого ростверка из геосинтетических материалов при строительстве таких значимых для российской транспортной инфраструктуры объектов, как автомагистраль М-12 «Москва – Н. Новгород – Казань» и высокоскоростная железнодорожная магистраль «Москва – Казань» [82]. Упомянутая выше технологии доказали свою эффективность и успешно применяются на различных объектах, она до сих пор не включена в отечественные нормативные документы.

Несмотря на все недостаточность нормативной базы в практике проектирования, устоялись методы и меры обеспечения безопасности земляного полотна в условиях развития карста, которые рассмотрим далее.

1.1.1 Механизм карстовых деформаций

Механизм карстовых деформаций обусловлен множеством разнообразных природных и техногенных факторов [39, 55, 56, 94-100]. С точки зрения региональных особенностей важно выделять в массиве горных пород, подверженных карстовому процессу, две специфичные среды: карстующиеся и некарстующиеся породы. В большинстве случаев карстующиеся породы перекрыты некарстующимися (покрывающими) породами, а иногда могут ими переслаиваться.

Покровная толща карстующихся грунтов – это, как правило, осадочные породы (глинистые либо песчаные). Глинистые породы имеют самое широкое

распространение на поверхности земли – составляют 50-60 % общего объема осадочных пород [1, 6]. Глинистые грунты – это наиболее распространенные основания различных зданий и сооружений.

Рассмотрим подробнее образование полости в карстующихся породах и связанные с этим карстовые деформации покрывающих пород. Процесс обрушения горных пород, независимо от типа пород, в которых он происходит, имеет некоторые общие закономерности. Одной из таких закономерностей является то, что обрушение над определенной ослабленной областью (подземной полостью или ослабленной зоной) может привести к внутреннему вывалу с образованием полости обрушения или выйти на поверхность земли в виде провала (рисунок 1.2) [2, 34, 75].

Провал может образовываться двумя способами: либо когда свод обрушения выходит на поверхность, либо в результате вертикального смещения монолитного грунтового блока. При внутреннем вывале и выходе свода обрушения на поверхность происходят деформации разрыва и, в меньшей степени, сдвига; при блоковом обрушении наблюдаются только деформации сдвига.

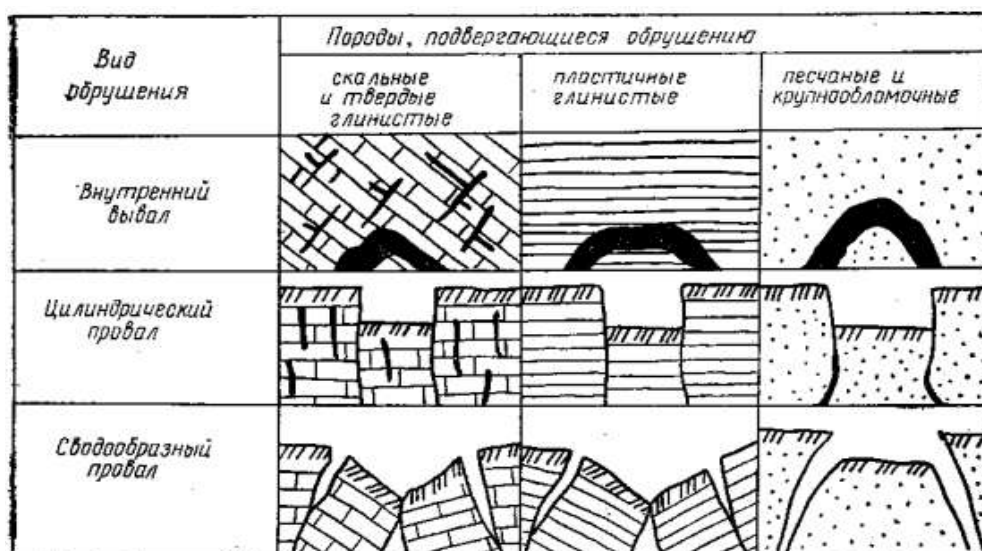


Рисунок 1.2 - Виды обрушения карстовой полости [26]

В большинстве случаев обрушение горных пород, являющееся разновидностью карстовых деформаций, происходит над растущей карстовой

полостью или над расширяющейся зоной фильтрационного разрушения. Это означает, что обрушение происходит в условиях постепенного увеличения ослабленного пространства в основании пород, подвергающихся обрушению. Результаты лабораторного физического моделирования этого процесса показывают, что по мере увеличения ослабленного пространства в основании достаточно мощных пород, обрушение не происходит до определенного момента. Кровля полости остается стабильной или слегка прогибается до тех пор, пока ослабленное пространство не достигнет размера, необходимого для образования первого внутреннего вывала [70, 76 - 79]. По мере дальнейшего увеличения ослабленного пространства происходит последовательное дискретное формирование все более крупных внутренних вывалов, приближающихся к поверхности земли. Этот процесс продолжается до тех пор, пока свод обрушения не выйдет на поверхность в виде провала (рисунок 1.3). Влияние прогибов в основании дороги в процессе роста карстовой полости и образования мульд проседания может оказывать более значительное воздействие на напряженно-деформированное состояние основания, чем при образовании карстового провала [92, 93].

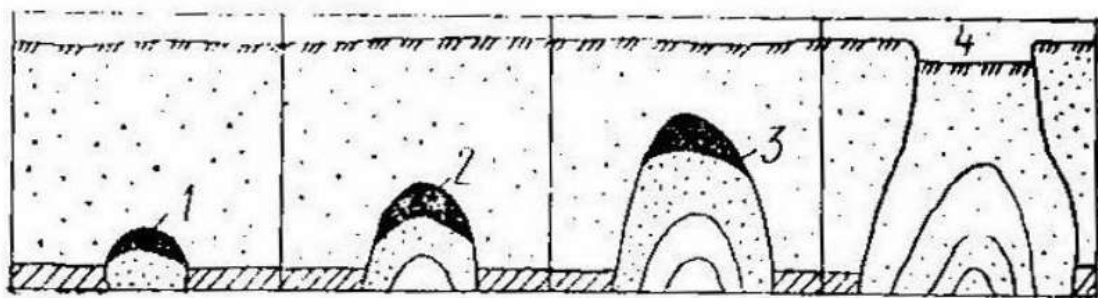


Рисунок 1.3 – Последовательное развитие процессов гравитационного обрушения горных пород над постепенно растущим ослабленным пространством [26]: 1, 2, 3 - внутренние вывалы; 4 – провал

Поэтому в качестве расчетного параметра при проектировании противокарстовой защиты дороги должен быть принят как карстовый провал прогнозируемого размера в основании дороги, так и образующаяся над

растущей карстовой полостью в карстующихся грунтах мульда проседания и карстовая полость в карстующихся грунтах (при условии наличия глинистой покровной толщи) [49, 50].

1.1.2 Методы противокарстовой защиты

На всех стадиях жизненного цикла линейного сооружения, расположенных на карстоопасных территориях, действующими нормативно-методическими документами предусматривается проведение защитных противокарстовых мероприятий [64, 65, 84, 91]. Основная их цель заключается в обеспечении безопасности объектов и сохранности экологической обстановки, а также в экономичности проектных решений. Существуют четыре основных направления мероприятий, которые могут быть назначены для управления карстовыми процессами и обеспечения безопасности сооружений [7, 23]:

- защитные мероприятия, которые не оказывают прямого воздействия на карстовый процесс, но помогают минимизировать его последствия, а именно планировочные, конструктивные и контрольно-мониторинговые мероприятия;
- мероприятия, направленные на изменение естественного протекания карстовых процессов в нужном направлении: геотехнические и гидрогеологические;
- уменьшение негативного влияния хозяйственной деятельности на карстовый процесс (геотехнические, гидрогеологические и организационно-технические мероприятия);
- уменьшение последствий аварий сооружений (преимущественно организационно-технические мероприятия).

Указанная классификация противокарстовых мероприятий является условной и требует тщательного анализа и учета многих факторов. Важными аспектами при выборе и назначении таких мероприятий являются результаты

оценки карстовой опасности, параметры дорожной насыпи, наличие опасных карстопроявлений, вероятный механизм их развития, тип насыпи, рассматриваемые в рамках геотехнической системы «карст-насыпь» а также возможные экономические, экологические и социальные ущербы при возникновении аварийных ситуаций. Опыт реализации подобных мероприятий, особенно отрицательный, также играет важную роль. В конечном итоге, выбор противокарстовых мероприятий должен быть обдуманным и основываться на наиболее целесообразных и эффективных вариантах.

Далее рассмотрены ключевые методы борьбы с карстом, которые могут использоваться в случае обнаружения или потенциального появления на территории опасных карстовых явлений как под землей, так и на поверхности.

Первый шаг — это **планировочные мероприятия**, которые в основном направлены на избежание опасных зон (предотвращение размещения прокладки линейных объектов в опасных зонах) и максимально эффективное использование менее опасных территорий.

Основные **конструктивные мероприятия** включают использование надежных методов укрепления фундамента, а также расчет и проектирование фундаментов линейных сооружений с учетом расчетных параметров карстовых деформаций. Глубина залегания карстующихся пород существенно влияет на выбор метода укрепления фундамента.

При строительстве новых линейных объектов возможно использование высокопрочных геосинтетических материалов, которые укладываются в основание. Их главная функция заключается в контроле развития карстовых процессов на определенной глубине, что позволяет снизить их негативное воздействие на вышележащие слои грунта [10, 32, 37, 67, 73].

При использовании такого типа геотехнической защиты следует учитывать два ключевых момента. Во-первых, ее установка включает в себя экскавацию и последующее значительное уплотнение грунта, что может спровоцировать развитие карстовых процессов. Во-вторых, использование

геосинтетических материалов может скрыть признаки будущих карстовых деформаций основания и увеличить их размеры. Поэтому при строительстве и эксплуатации сооружений важно предусмотреть мониторинг напряженно-деформированного состояния таких материалов [96 - 98] и/или покровной толщи грунтов, расположенного ниже глубины установки геосинтетики.

Геотехнические мероприятия также могут быть предусмотрены на всех этапах жизненного цикла сооружений. Обычно они включают тампонаж опасных полостей, закреплении необходимых участков карстующихся или/и покровной толщи. Разработка таких защитных мер осуществляется по различным схемам [42, 44]. Необходимо учесть ряд важных моментов, включая качество и эффективность проводимых работ, которые зависят от множества факторов, и недопущение существенного изменения гидрогеологической обстановки. Особое значение этот момент приобретает в условиях плотной городской и промышленной застройки [54].

К геотехническим мерам для линейных сооружений также относится предварительное обрушение кровли опасных пустот путем трамбования, с последующим устранением образовавшихся поверхностных форм рельефа или даже использованием контролируемых взрывов. Однако, как показывает практика, такие меры лишь усиливают карстовую опасность территории.

Гидрогеологические (противофильтрационные и водозащитные) мероприятия могут выполняться на всех стадиях жизненного цикла сооружений. Они направлены на снижение интенсивности карстовых процессов и на предотвращение загрязнения подземных вод. Это достигается путем создания противофильтрационных завес в карстующихся породах, устройства противофильтрационных экранов в покровной толще, регулирования поверхностного стока и других мер. Первые два мероприятия часто относятся к геотехническим. Поэтому при их разработке важно учитывать сложности, возникающие при проектировании геотехнической защиты.

Регулирование поверхностного стока, недопущение утечек жидкостей (в особенности сосредоточенных) из водонесущих коммуникаций, как на территории объекта, так и на ей прилегающей – очень важное противокарстовое мероприятие. Особенно это актуально для территорий с наличием опасных карстовых проявлений. Основываясь на практике, несоблюдение этого мероприятия может привести к значительной активизации карстовых процессов и, в конечном счете, к аварийным ситуациям на объектах.

Изменение уровня подземных вод искусственным путем не может рассматриваться как эффективная мера для предотвращения карстовых процессов. На практике было доказано, что такие манипуляции часто приводят к усилению карстовых явлений. Так, территория в восточной промзоне города Дзержинска до начала откачки подземных вод считалась относительно безопасной (IV-V категория), но после активного забора подземных вод (в особенности из трещинно-карстового водоносного горизонта) она стала квалифицироваться как опасная (I-III категория) из-за появления множественных провалов. Аналогичная ситуация произошла и на северо-западе Москвы [80, 81]. Еще одним примером служит повышение зеркала четвертичных (находящихся над карстовыми образованиями) вследствие подъема уровня воды в реках и водохранилищах, утечек из водопроводных систем и других факторов. Это приводит к увеличению разницы уровней между четвертичным и трещинно-карстовым водоносными горизонтами, что усиливает фильтрационные потоки и увеличивает давление на кровлю карстовых образований, тем самым ускоряя и активизируя карстовые процессы.

Контрольно-мониторинговые мероприятия должны выполняться на всех стадиях жизненного цикла сооружений в сочетании с другими мероприятиями. Для своевременного обнаружения активизации карстовых деформаций и прогнозирования их характеристик в основании объектов проводится геотехнический карстомониторинг [48, 101, 102]. Объемы и виды

работ определяются экспертами на основе оценки карстовой опасности и строительных параметров сооружений. В зависимости от результатов анализа, специалисты могут рекомендовать вести наблюдения за состоянием дневной поверхности, напряженно-деформированным состоянием покровной толщи и подземных конструкций объектов, креном сооружений и другими параметрами.

Организационно-технические мероприятия направлены на уменьшение последствий (ущербов), которые могут возникнуть в случае аварий зданий и сооружений. Данные мероприятия достаточно подробно изложены в ТСН и рекомендациях [94, 95]. Особое значение имеет проведение регулярных инструктажей для владельцев объектов и сотрудников о том, как действовать в случае обнаружения деформаций, вызванных карстовыми процессами. Благодаря проведению оперативных противокарстовых мероприятий можно значительно уменьшить ущерб от возможных аварий.

Исходя из вышеизложенного, можно сформулировать основные принципы назначения рационального комплекса карстозащитных мероприятий для дорог следующим образом:

- при выборе противокарстовых мероприятий важно учитывать все аспекты геотехнической системы «карст-дорожная насыпь», включая результаты оценки карстовой опасности и опыт реализации подобных мер, особенно негативный;
- следует стремиться к выбору таких противокарстовых мероприятий, которые дополняют друг друга, т.е. одни «прикрывают» слабые места других;
- при выборе конструктивных и геотехнических мероприятий защиты и выполнении расчетов в качестве расчетного параметра при проектировании противокарстовой защиты дороги должен быть принят, как карстовый провал прогнозируемого размера в основании дороги, так и образующаяся над растущей карстовой полостью в карстующихся грунтах

мульда проседания и карстовая полость в карстующихся грунтах, это особенно важно при условии наличия глинистой покровной толщи.

1.1.3 Особенности проектирования противокарстовой защиты линейных сооружений путем укладки геосинтетических материалов в основании

Одной из особенностей инженерно-геологических исследований при проектировании противокарстовой защиты является выполнение карстового районирования вдоль всего линейного сооружения, расположенного на карстоопасных территориях. Согласно СП 22.13330.2016 [91], существуют три категории опасности строительных площадок в карстово-суффозионном отношении: I - опасная, II - потенциально опасная и III - неопасная.

Опасные районы характеризуются следующими определяющими признаками [11, 27 - 29]:

- наличием на поверхности земли проявлений карстовосуффозионных процессов в виде воронок и оседаний, а также наличие зон, сильно раздробленных и интенсивно выщелоченных для карбонатных пород;
- сильной закарстованностью пород, проявляющейся в виде карстовых полостей размером более 1 метра, расположенных неглубоко по отношению к кровле карстующихся пород, незаполненных или заполненных слабым переотложенным материалом (особенно четвертичного возраста), а также в наличии зон сильно раздробленных и интенсивно выщелоченных пород;
- отсутствием или прерывистым распространением, а также незначительной мощностью, как правило, до 2–3 м, водоупоров в покровной толще в пределах участка или территории;
- наличием вертикальной фильтрации высокой интенсивности в покровных отложениях и интенсивной горизонтальной фильтрацией вод,

создающие условия для суффозионного выноса рыхлых отложений в закарстованные породы с градиентом вертикальной фильтрации $i \geq 3$;

- образованием в процессе бурения провальных воронок вокруг стволов скважин в результате прорезания водоупоров и суффозионного выноса песков в карстующиеся породы, провалов бурового инструмента более 1 м в толще вскрываемой карстующейся породе (более 10%);

- наличием температурных и гидрохимических аномалий в подземных водах, свидетельствующих об интенсивном вертикальном перетоке и нарушении режима подземных вод.

Потенциально-опасные районы характеризуются следующими определяющими признаками:

- отсутствием на поверхности земли проявлений карстово-суффозионных процессов в виде воронок и оседаний, а также наличие зон, сильно раздробленных и интенсивно выщелоченных для карбонатных пород;

- закарстованностью пород, проявляющейся в виде карстовых полостей размером не более 1 метра, расположенных неглубоко по отношению к кровле карстующейся породы;

- отсутствием или прерывистым распространением, а также незначительной мощностью водоупоров, как правило, до 10 м, в покровной толще в пределах участка или территории;

- наличием вертикальной фильтрации средней интенсивности в покровных отложениях и интенсивной горизонтальной фильтрацией вод, создающие условия для суффозионного выноса рыхлых отложений в закарстованные породы с градиентом вертикальной фильтрации $i = 1 - 3$;

- наличием в процессе бурения провалов бурового инструмента до 1 м в толще вскрываемой карстующейся породе.

Неопасные районы характеризуются следующими определяющими признаками:

- отсутствием поверхностных проявлений карстово-суффозионных процессов в виде воронок и оседаний;

– отсутствием подземных проявлений карстово-суффозионных процессов; 20 - наличием водоупора мощностью более 10 м, в покровной толще в пределах участка или территории;

– наличием вертикальной фильтрации с градиентом вертикальной фильтрации $i \leq 1$; - отсутствием в процессе бурения провалов бурового инструмента.

Согласно требованиям СП 47.13330.2012 [88], районирование территории по устойчивости к проявлению карстово-суффозионных процессов осуществляется на основе по среднегодовой интенсивности образования карстовых провалов и возможности образования карстового провала заданного диаметра в Таблице 1.1.

Таблица 1.1 – Категории закарстованных территорий

Категория территории по средним диаметрам карстовых провалов	Средний диаметр карстовых провалов, (м)	Степень сложности конструктивной защиты
А	более 20	Крайне затруднена или невозможна
Б	10 - 20	Затруднена
В	3 - 10	Достаточно сложна
Г	До 3	Не применяется или применяется в ограниченном объеме

Важной особенностью проектирования противокарстовой защиты линейных сооружений, является возможность использования систем мониторинга карстовых деформаций. Преимуществом применения сигнальной системы является то, что карст рассматривается до критического роста и его проявлений на поверхности в виде провалов, воронок, оседаний.

При исследовании карстовых процессов распространены следующие системы мониторинга [61, 112, 119]:

– система мониторинга, основанная на применении струнных тензометров;

– система мониторинга, основанная на применении распределенных Волоконно-Оптических Сенсоров (ВОС).

Каждая из систем мониторинга имеет свои особенности.

Тензометрический датчик - датчик, преобразующий величину деформации в удобный для измерения электрический сигнал.

Преимуществом струнной технологии является сам тип сигнала – частота собственных колебаний струны. Этот сигнал легко без искажений передать на большие расстояния, он не подвержен влиянию коррозии или попадания влаги на проводники кабельных линий, слабо чувствителен к наличию электромагнитных помех и не зависит от длины кабелей, сохраняет работоспособность на протяжении десятилетий и демонстрирующие отличную стабильность нуля [61, 110].

Датчики устанавливаются непосредственно на геосинтетический материал. Датчик (рисунок 1.4) фиксируют растяжение геосинтетического материала.



Рисунок 1.4 – Схема расположения тензометрических датчиков [103]

Датчики крепятся через специально разработанные системы и защищены стальной крышкой (рисунок 1.5), чтобы гарантировать работоспособность устройства в процессе строительства и эксплуатации проекта [132].

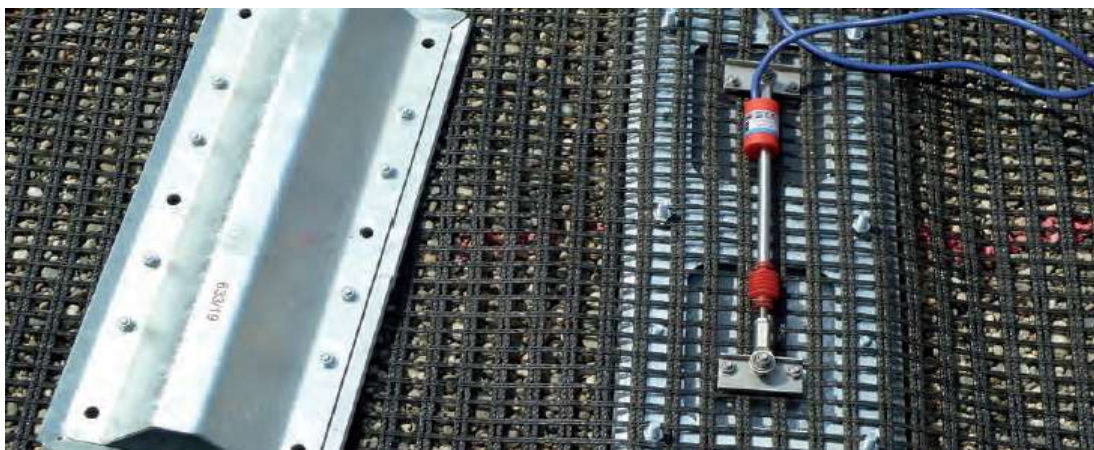


Рисунок 1.5 – Тензометрический датчик [103]

Рассмотрим типы тензодатчиков используемых для измерения деформаций и растягивающих усилий в геосинтетическом материале.

Струнный тензодатчик (VWS) модели Geokon VSM-4000, имеет диапазон деформации 0,3 % с чувствительностью деформации 0,0001 % и номинальной длиной датчика 150 мм [61]. Датчик VWS работает путем измерения напряжения, которое определяется изменением длины стальной проволоки (струны), проходящей через центральную часть устройства. Проволока предварительно натягивается при производстве датчика.

Однако у этого типа датчика есть ограничение: он может измерять деформации только в узком диапазоне, максимальная величина деформации составляет всего 0,45 мм [61].

Другой тип измерительного устройства - струнный датчик перемещения (VWD) от компании Geokon, модель 4420, предназначенный для измерения больших напряжений. Этот датчик обладает диапазоном измеряемой деформации 25,4 мм с чувствительностью 0,025 мм. Если учесть номинальную длину прибора, равную 280 мм, становится ясно, что это соответствует диапазону относительной деформации в 9 % и чувствительности в 0,009 %. Работа данного типа датчика основана на том же принципе, что и у датчика VWS, но со струной, соединенной последовательно с пружиной, что позволяет

измерять большие деформации без риска повредить струну. Единственным недостатком такого датчика являются его крупные габариты [61].

Для решения задач мониторинга также применяются волоконно-оптические системы, в которых измеряемый параметр преобразуется в оптический сигнал, который затем передается по оптоволокну [135, 136].

Одним из перспективных типов оптических систем мониторинга является система, использующая распределенные Волоконно-Оптические Сенсоры (ВОС).

ВОС представляет собой непрерывный волоконно-оптический кабель различной конструкции в зависимости от назначения и условий использования (рисунок 1.6). Оптическое волокно в сенсоре изменяет свои оптические характеристики при его сжатии/растяжении. При наличии осадки или деформации длина пути сигнала будет изменяться, и это изменение фиксирует измерительная и регистрирующая аппаратура. Кроме того, проводится постоянное сравнение исходного сигнала с сигналом, полученным после прохождения по оптическому кабелю, расположенному в геосинтетическом материале. Разность этих сигналов позволяет качественно и количественно определить величины деформаций, произошедших в контролируемом сооружении и сделать выводы об активности карста на исследуемом участке.



Рисунок 1.6 – Сигнальная система ВОС [103]

Каждое миллиметровое оптическое волокно в ВОС само по себе является чувствительным элементом, поэтому волоконно-оптический сенсор может заменить множество точечных датчиков. Как пример, разделив с помощью программного обеспечения контролируемую область сенсора длиной 50 км на сегменты по 0.5 м, мы можем анализировать данные, полученные со 100 000 независимых датчиков/сенсоров) [82].

Во Франции компанией Texinov предложен метод оценки напряженно-деформированного состояния с использованием, встроенного в тканый геосинтетический материал оптоволокну. Геосинтетический материал укладывается в слой конструкции согласно проектному решению и, далее, возводится вся конструкция. Подключение оптических волоконных кабелей осуществляется на краевых участках геосинтетического материала [82].

На рисунке 1.7 изображена установка нити оптоволокну в тканый геосинтетический материал при его изготовлении. Оптическое волокно имеет специальные разъемы для подключения измерительного оборудования.



Рисунок 1.7 – Установка ВОС при изготовлении геосинтетического материала

Поскольку карстово-суффозионные процессы приводят к постепенному удалению грунта (путем растворения или вымывания), это может привести к ослаблению механической связи оптического кабеля сенсора, оснащенного якорем, с грунтом.

По итогам опытной эксплуатации было подтверждено, что сигнальная система карстовой опасности ВОС способна собирать, анализировать и архивировать данные о деформациях грунтов, а также генерировать дифференцированные сигналы тревоги при просадке грунта., начиная с 15 мм и дальше с шагом 5 мм, при этом обеспечивая точность локализации деформируемого участка ± 1 м с периодичностью опроса 4–10 минут [96].

Системы мониторинга карстовой опасности применяются в дорожном строительстве, как на территории Российской Федерации, так и за рубежом. Например, в соответствии с принятыми решениями секции «Путь и путевое хозяйство» Научно-технического совета ОАО «РЖД» от 10 июня 2014 года для определения оптимальной системы мониторинга на карстоопасных участках Совместными усилиями Управления пути и сооружений Центральной дирекции инфраструктуры, Центра ИССО и МИИТа были проведены натурные испытания контрольно-оповестительной системы для участков железнодорожного пути, подверженных карстовым процессам.

Основной задачей этой работы было определение соответствия контрольно-оповестительной системы (КОС), представленной на тестирование техническим требованиям.

Согласно результатам, полученным в ходе натурных испытаний, КОС рекомендуется для установки с целью мониторинга состояния участков железнодорожного пути, подверженных карстовым процессам.

Первый этап включал установку системы протяженностью 2,3 км на участке ПК 3974+00 – ПК 3997+50 Сейма – Дзержинск Горьковской железной дороги, которая была запущена в эксплуатацию в конце 2015 года.

В Европе система мониторинга карстовой опасности использовалась на автострасеа А-1 (официальное название Amber Highway), которая проходит

через центральную Польшу из Гданьска до Балтийского моря и польско-чешской границы в Гожичках, где она связывается с чешской автомагистралью D1 [126, 129]. Автомагистраль является частью европейской трассы E75. Общая длина составляет 565,1 км.

В результате исследования участка длиной 36 км были выявлены пустоты в толще земли [126, 129].

Потенциальные диаметры воронок очень трудно предсказать из-за сложной геотехнической ситуации. Поэтому принято решение использовать комбинацию дискретных взаимосвязанных бетонных плит и высокопрочную георешетку фирмы Huesker «Fortrac» вместе с современной системой мониторинга.

Первой укладывалась система мониторинга, состоящая из диагонально расположенных волоконно-оптических сенсоров для определения местоположения и измерения деформаций, образующиеся под насыпью. Выше следует защитный слой из песка и слой щебня, выполняющий функции балласта [124].

Над системой мониторинга укладываются железобетонные плиты, скрепленные металлическими связями, защищающие земляное полотно от неравномерных деформаций.

Затем следует слой щебня и самовыравнивающийся слой из гравия круглой формы, на который устанавливается георешетка Fortrac со второй системой мониторинга. Эта система состоит из тензодатчиков защищенных стальными крышками. Датчики с пятиминутными интервалами измеряют деформацию в георешетках и, следовательно, их рабочие характеристики. Данные из двух систем мониторинга собираются на станции регистрации данных для всего участка автомагистрали и графически представляются на мониторах.

Георешетка Fortrac устанавливается в четыре слоя. Верхний и нижний слой укладывается в поперечном сечении автомагистрали, два средних в

продольном. Геосинтетический материал перекрывается слоями из щебня для лучшего сцепления.

Благодаря применению данной конструкции расчетных срок службы основания автомагистрали составляет 60 лет. При возникновении критической ситуации геосинтетический материал будет выполнять сдерживающие функции до 90 дней, пока не примут меры по восстановлению поврежденного участка.

Анализ опыта применения геосинтетического материала и системы мониторинга как меры противокарстовой защиты показывает, что чувствительность датчиков системы мониторинга позволяет фиксировать процесс роста карстовой полости в карстующихся грунтах и на начальной стадии развития процессов обрушения сводов над полостями сигнализировать о карстовой опасности для принятия решений по защите наиболее опасных участков. Учитывая то, что основной фиксируемой величиной системы мониторинга является относительная деформация геоматериала, наличие расчетной методики, обеспечивающей связь между диаметром карстовой полости в карстующихся грунтах и относительными деформациями геосинтетика, позволит оптимально и эффективно проектировать дорогостоящую систему мониторинга.

1.2 Методы расчета геосинтетических материалов в основании линейных сооружений над карстовой полостью

Для прогнозирования работы укрепленных оснований при провалах грунта крайне сложно учесть все нюансы взаимодействия армирующего слоя с грунтом. При возникновении карстового провала в основании насыпи, используются инженерные методы расчета. К ним относятся: методика, изложенная в Британском стандарте BS 8006 [109], метод Giroud [111], метод Perrier [128], R.A.F.A.E.L. [129], методика ПГНИУ разработанная Пономаревым А.Б. и Золотозубовым Д.Г. [33]

Общим у представленных методов является то, что растягивающие силы в армирующем материале вычисляются с помощью теории мембран и фактическое соотношение между растягивающим усилием и относительной деформацией геосинтетического материала не учитывается. Наибольшие различия в вышеуказанных методах состоят в учете: вертикальных напряжений, возможного влияния арочного эффекта («несущего свода») и геометрии зоны оседания грунтового массива. Основным расчетным параметрами является расчетный диаметр провала в основании дорожной насыпи и допустимая осадка поверхности.

Методика Британского стандарта BS 8006.

Начальные параметры включают допустимую осадку поверхности d_s , контур земляного обвала (вытянутая или круговая полость), высоту насыпи над армирующим слоем H и угол расширения насыпи θ_d (в расчетах принимается равным $\theta_d = \varphi$) [109].

Согласно принятым предположениям, между осадкой поверхности d_s и прогибом геосинтетики d существует равенство объемов осевшего грунта. Таким образом, при образовании воронкообразной области оседания грунта, можно рассчитать относительное растяжение геосинтетического материала [109].

При определении свойств геосинтетического материала над круговой полостью решается осесимметричная задача. Материал рассматривается как изотропный, поэтому растягивающие усилия в продольном и поперечном направлениях равны.

Если отверстие имеет очень вытянутую форму, например, трещину, то предполагается, что растягивающие силы возникают только вдоль оси. В таком случае, при определении характеристик геосинтетического материала применяется двухмерное уравнение.

В методологии используются следующие предположения:

- до возникновения провала армированный грунтовой массив пребывает в устойчивом (стабилизированном) состоянии;

- армирующие слои находятся в однородном грунте;
- напряженно-деформированное положение рассматривается в момент достижения предельного состояния грунтового массива;
- форма деформаций грунтового массива над армирующей прослойкой в сечении выглядит как трапеции;
- арочный эффект не принимается во внимание.

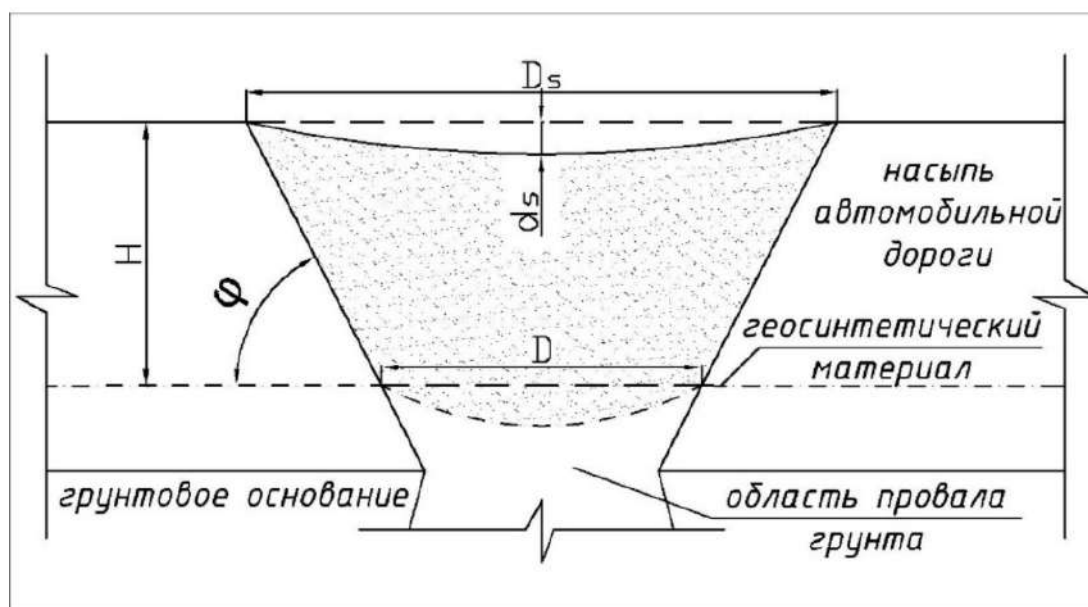


Рисунок 1.8 – Расчетная схема осадок армированного грунта

Относительное удлинение геосинтетического материала определяются по формуле 1.1

$$\varepsilon_{\max} = \frac{8 * \left(\frac{d_s}{D_s}\right)^2}{3 * D^4} * \left(D + \frac{2 * H}{\tan \varphi}\right)^4, \quad (1.1)$$

$\frac{d_s}{D_s}$ — максимально допустимые деформации на поверхности;

D - диаметр карстового провала;

H - глубина заложения геосинтетического материала;

φ —максимальны угол внутреннего трения.

Растягивающие усилие в геосинтетическом материале определяются по формуле 1.2.

$$N = 0.5 * \lambda * (f_{fs} * \gamma * H + f_q * w_s) * D * \sqrt{1 + \frac{1}{6 * \varepsilon}}, \quad (1.2)$$

λ - коэффициент, учитывающий предполагаемую форму провала;

γ - удельный вес грунта;

H - глубина заложения геосинтетического материала;

w_s - эквивалентная поверхностная нагрузка на армирующий слой;

ε - относительное удлинение геосинтетического материала;

f_{fs} - коэффициент нагрузки, учитывающий массу грунта;

f_q - коэффициент запаса, относящийся к внешним динамическим нагрузкам.

Метод Giroud.

Метод определения растягивающих усилий в геосинтетическом материале при предположении, что над провалом образовалась цилиндрическая область оседания грунта (рис. 1.9).

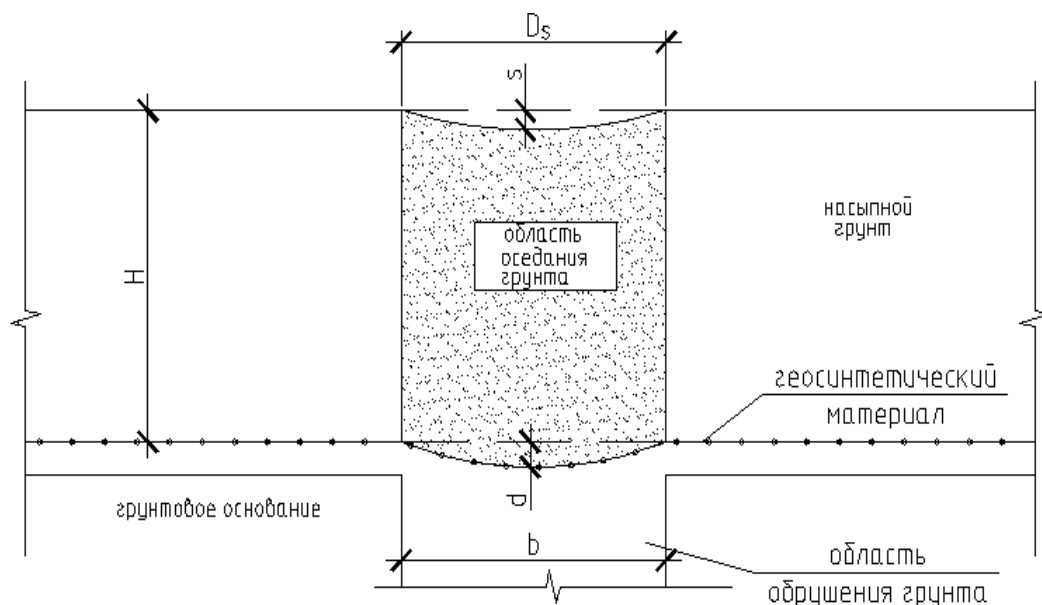


Рисунок 1.9 - Схема метода Giroud: d – прогиб геосинтетики; H – высота насыпи над армирующим слоем; s – осадка поверхности, D_s – ширина области провала грунта

Прогиб или его растяжение геосинтетического материала d является

начальной информацией для расчетов. Осадка поверхности s принимается равной прогибу геосинтетического материала d .

При использовании метода Giroud возможно учесть арочный эффект.

Растягивающие усилия в геосинтетике рассчитываются для плоской задачи по формуле

$$F_{B,d} = p * b * \Omega, \quad (1.3)$$

где p – вертикальное напряжение в геосинтетическом материале; b – ширина провала грунта; Ω – безразмерный коэффициент, который зависит от прогиба геосинтетического материала и находится по формуле

$$\Omega = \frac{1}{4} \cdot \left(2 \frac{d}{b} + \frac{b}{2 \cdot d} \right). \quad (1.4)$$

Когда речь идет о круглой полости, Giroud [и другие] предлагают при определении Ω заменить ширину полости b на диаметр провала D . При определении растягивающей силы ширина b заменяется через $D/2$. Это допустимо только при использовании изотропных геосинтетических материалов, то есть, когда модуль упругости геосинтетического материала при растяжении в продольном и поперечном направлениях одинаков.

Однако, если используются анизотропные материалы, прочность на растяжение зависит от соотношения модулей упругости при растяжении в продольном и поперечном направлениях.

Методика ПГНИУ разработанная Пономаревым А.Б. и Золотозубовым Д.Г.

Пономарев А.Б. и Золотозубов Д.Г. предложили метод расчета армированного грунтового основания при образовании провалов в связных грунтах. Эта методика, отличная от зарубежных аналогов, учитывает взаимосвязь между относительным удлинением геосинтетического материала и растягивающим усилием. Расчетная схема по данной методике изображена на рисунке 1.10.

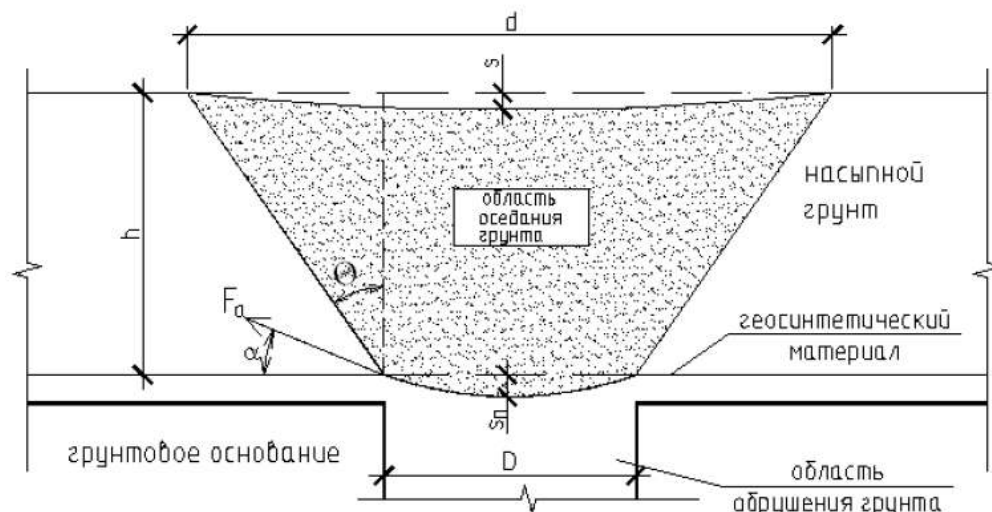


Рисунок 1.10 – Расчетная схема метода ПГНИУ

Растягивающее усилие в геосинтетическом материале F_a в зависимости от формы провала находится по формуле

$$F_a = 0.5 * k * (\gamma * h + q) * D * \sqrt{1 + \frac{1}{6 * \varepsilon_n}}, \quad (1.5)$$

где k – коэффициент, учитывающий форму провала (для прямоугольного провала равен 1, для круглого – 0,78);

ε_n – относительное удлинение геосинтетического материала, зависящее от растягивающего усилия в армирующей прослойке;

γ – удельный вес грунта, кН/м³;

h – глубина заложения армирующего слоя, м;

q – эквивалентная поверхностная нагрузка на армирующий слой, кН/м;

D – длина (диаметр) провала, м.

Предполагая форму растянутой части геосинтетического материала в виде дуги и зная относительное удлинение ε_n , зависящее от характеристик материала (рис. 4.3), рассчитываем максимальный прогиб S_n армирующего материала

$$S_n = \sqrt{3/8 * \varepsilon_n * D^2}. \quad (1.6)$$

Максимальная осадка поверхности грунта s определяется по формуле

$$s = \left(\frac{D}{2h * \tan \theta} \right)^2 * S_n, \quad (1.7)$$

где θ – угол наклона плоскости предельного равновесия к вертикали, принимаем $\theta_{max} = \varphi$.

Таким образом механизм роста полости был рассмотрен в работах ряда исследователей [35, 36, 38, 41, 42], однако в данных исследованиях рассматривался критический диаметр полости, когда полость выходит на поверхность в виде провала.

При росте полости в карстующихся грунтах, когда покровная толща сохраняет устойчивость, образуется мульда проседания в основании дорожной насыпи и осадка может достигать значительных размеров, больших, чем при образовании провала в основании [52]. Поэтому для глинистых покровных толщ, когда возможен рост полости в карстующихся грунтах при значительных размерах мульды проседания, целесообразно разработать аналитический метод расчета осадок основания дорожной насыпи, армированной геосинтетиком, при росте полости критических размеров, предшествующих обрушению свода и всплытию полости.

Выводы по главе 1

1 Основным противокарстовым конструктивным мероприятием при проектировании линейных сооружений, в том числе дорог, на закарстованных территориях является применение надежных методов усиления основания, тип и параметры усиления определяются на основании расчетов оснований с учетом расчетных параметров карстовых деформаций. Наиболее эффективным методом усиления автодорожной насыпи является укладка геосинтетического материала в основание дорожной насыпи, в том числе с датчиками системы мониторинга.

2 В качестве расчетного параметра при проектировании противокарстовой защиты путем укладки геосинтетического материала в

основании должен быть принят как карстовый провал прогнозируемого размера в основании дороги, так и образующаяся над растущей карстовой полостью в карстующихся грунтах мульда проседания и полость в карстующихся грунтах (при условии наличия глинистой покровной толщи).

3 Для глинистых покровных толщ, когда возможен рост полости в карстующихся грунтах при значительных размерах мульды проседания, необходимо разработать аналитический метод расчета осадок основания насыпи, армированной геосинтетиком, при росте полости критических размеров, предшествующих обрушению свода и всплытию полости.

4 Анализ опыта применения геосинтетического материала и системы мониторинга как меры противокарстовой защиты показывает, что чувствительность датчиков системы мониторинга позволяет фиксировать относительные деформации материала и контролировать процесс роста карстовой полости в карстующихся грунтах, поэтому необходимо разработать расчетную методику, обеспечивающую связь между диаметром карстовой полости в карстующихся грунтах и относительными деформациями геосинтетика с учетом особенностей взаимодействия армирующих прослоек с грунтом.

На основе выполненного анализа сформулируем цель и задачи исследования.

Цель - усовершенствование методики проектирования противокарстовой защиты дорожной насыпи с использованием геосинтетических материалов.

Основные задачи:

- выполнить анализ существующего расчетного и экспериментального опыта проектирования противокарстовой защиты дорог, сформулировать задачи исследования;
- выполнить лабораторные, численные и теоретические исследования и установить закономерности взаимодействия

геосинтетического материала с грунтом над карстовой полостью в карстующихся грунтах;

- проанализировать результаты выполненных исследований и разработать аналитические методы расчета для определения усилий и относительных деформаций геоматериала, а также осадок дорожного полотна, над карстовой полостью в карстующихся грунтах;

- разработать методику расчета и проектирования противокарстовой защиты дороги с использованием геосинтетических материалов.

2 ОСОБЕННОСТИ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ГЕОМАТЕРИАЛА С ГРУНТОВЫМ ОСНОВАНИЕМ НАСЫПИ

С целью исследования особенностей взаимодействия геоматериала, армирующего основание насыпи, с грунтом и их влиянии на изменение жесткости геоматериала выполнены лабораторные испытания геоматериала и проанализированы модельные (лабораторные) эксперименты [36, 51].

Лабораторные испытания геоматериала позволяют определить эксплуатационные характеристики геоматериала, а сопоставление этих результатов с модельным экспериментом позволят отследить зависимость деформаций и растягивающих усилий, полученные в разрывной машине (лабораторный эксперимент) и в грунте (модельный эксперимент) и соответственно определить жесткость с учетом взаимодействия с грунтом.

Экспериментальное исследование проведем в три этапа:

- выполним лабораторное исследование геоматериала, аналогичного геоматериалу, испытанному в лотке (модельный эксперимент), в разрывной машине (лабораторный эксперимент) [14 - 18];
- проанализируем модельный эксперимент, выполненный Пономаревым А.Б. и Золотозубовым Д.Г. [36] в лаборатории строительного факультета Технического университета Анхальт в г.Дессау (Германия);
- сопоставим результаты лабораторных и модельных испытаний.

2.1 Испытание геосинтетического материала в разрывной машине

Метод измерения прочности геосинтетического материала при растяжении заключается в разрыве широкой полосы материала с целью определения его количественных прочностных и деформационных характеристик [13].

Образец для испытания крепится по всей ширине в испытательной разрывной машины, которая работает с постоянной скоростью. Во время испытания к образцу прикладывают продольное усилие до момента его разрыва. Величина нагрузки определяется с помощью измерительных шкал испытательной разрывной машины, циферблатных индикаторов, диаграмм регистрирующих приборов или подключенного компьютера. Постоянную скорость испытания выбирают так, чтобы обеспечить скорость деформации $(20 \pm 5) \text{ \%}/\text{мин}$ в пределах расчетной длины образца.

Для проведения испытания используют образцы размерами 200x100 мм. При определении удлинения при деформации проводятся измерения с использованием экстензометра, который фиксирует изменение размеров в двух контрольных точках, предварительно нанесенных на образец. Эти контрольные точки располагаются на оси симметрии образца параллельно приложенной нагрузке на расстоянии 60 мм друг от друга (30 мм с каждой стороны симметрично от центра образца). Такое расстояние подходит для испытания георешеток, чтобы включить хотя бы один ряд узлов [13].

Испытательная разрывная машина, обеспечивающая постоянную скорость растяжения, с относительной погрешностью показаний разрывной нагрузки не более $\pm 1 \text{ \%}$ измеряемой величины, абсолютной погрешностью показаний удлинения не более $\pm 1 \text{ \%}$. Испытательная разрывная машина должна быть оснащена двумя зажимами для закрепления образца для испытания и механизмом для растяжения образца для испытания с соответствующей скоростью. Для большинства видов геосинтетических материалов применяются зажимы. Однако, если материал подвергается значительному разрушению или проскальзыванию в захватах, рекомендуется использовать захваты с натяжным барабаном. Важно, чтобы рабочие поверхности выбранных зажимов предотвращали проскальзывание образцов для испытания, особенно при тестировании высокопрочных геосинтетических материалов.

Из каждой пробы должны быть вырезаны две группы образцов для испытания в двух взаимно перпендикулярных (продольном и поперечном) направлениях. Образцы должны быть подготовлены так, чтобы один образец не являлся непосредственным продолжением другого. Первые два наружных слоя материала в упаковочной единице не следует использовать для изготовления образцов. Образцы вырезаются с минимальным отступом от края, равным не менее 0,1 ширины пробы материала в поперечном направлении.

Ширина образца для испытаний составляет $(200 + 1)$ мм. Допустимо превышение указанного размера на ширину нити в том случае, если при изготовлении образца сохраняется целостность нитей, ориентированных параллельно направлению испытания и ограничивающих ширину образца, по всей его длине [13].

Длина образца должна обеспечивать надежное крепление материала в зажимах испытательной машины с расстоянием между ними в 100 мм.

Когда образцы вырезаются из геотекстильных полотен и процесс их подготовки к испытаниям включает разрезание материала или другие действия, которые могут привести к нарушению структуры материала в области разреза, необходимо вырезать образец большей ширины.

Затем, удалив крайние нити, получают образец требуемой ширины, сохраняя при этом необходимую структурную целостность материала. Под шириной образца подразумевается его поперечный размер по нитям, ориентированным параллельно направлению испытания.

Выполнение измерений осуществляют в следующем порядке [12, 13]:

- гарантируют центрирование образца в верхнем зажиме и его предварительное натяжение с соблюдением совмещения линии разметки образца с кромкой зажима;
- обеспечивают центрирование образца в нижнем зажиме и его предварительное натяжение, совмещая линию разметки образца с кромкой зажима и добиваясь равномерного последующего натяжения материала по ширине в ходе испытаний;

- обеспечивают равномерное затягивание зажимов с одинаковым максимальным усилием, исключая проскальзывание образца в процессе испытания, но при этом не допуская его разрушения в зажимах;

- производят предварительное натяжение образца между зажимами перед началом испытания, равное 1 % от максимально возможной нагрузки. При этом важно добиться равномерного натяжения материала по ширине образца;

- управляют работой испытательной машины согласно руководству по эксплуатации, поддерживая постоянную скорость движения активного зажима вплоть до разрушения материала;

- отключают испытательную машину после появления видимых повреждений (разрывов) испытуемого образца (но не раньше достижения максимальной нагрузки) или при начале проскальзывания образца в зажимах в случае отсутствия автоматического отключения испытательной машины.

Момент достижения максимальной нагрузки считается моментом окончания испытания;

Относительное удлинение материала при максимальной нагрузке определяется следующим образом [10]:

- результаты, которые получили в ходе измерения приращения длины образцов с момента начала испытания до достижения максимальной нагрузки, которые испытали с положительным результатом, округляют до одного знака после запятой;

- определяют относительное удлинение образцов при максимальной нагрузке ε_{max} , %, для каждого из таких образцов по формуле

$$\varepsilon_{max} = \frac{\Delta l}{l} * 100\%, \quad (2.1)$$

где Δl — приращение длины образца с момента начала испытания до достижения максимальной нагрузки, мм, принимаемое равным разнице расстояний между зажимами в моменты начала и конца испытания

(замеренному приращению длины образца), за вычетом суммарной остаточной величины вытягивания материала образца из зажимов;

l — истинная зажимная длина образца, мм, принимаемая равной сумме расстояния между зажимами в момент начала испытания и суммарной остаточной величины вытягивания материала образца из зажимов.

2.1.1 Определение зависимости относительных деформаций от растягивающих усилий геоматериала в лаборатории Huesker

Лабораторное исследование проведено в соответствии с ГОСТ 55030-2012 [13]. Все использованные датчики, приборы и инструменты предварительно прошли проверку и тарировку в соответствии с действующими стандартами.

Для проведения исследования используется разрывная машина Zwick Roell AllroundLine Z250 SN (рисунок 2.1)

Машина для испытаний на растяжение включает в себя датчик силы, траверсу, экстензометр (датчик деформации), захваты, блок электроники и приводную систему. Управление осуществляется программным обеспечением, с помощью которого регламентируются настройки машины и безопасности, а также сохраняются параметры испытаний стандартов. Прикладываемое к машине усилие и деформация образца регистрируются в течение всего испытания.

Для испытания используется геосинтетический материал Huesker Stabilenka 400, его прочность составляет в продольном направлении – $F=400$ кН/м, в поперечное направлении – $F=50$ кН/м. Для испытания используют образцы шириной 200 мм и длиной 100 мм. Всего испытано 6 образцов. Для определения удлинения используя две контрольные точки, нанесенные на образец для испытания на расстоянии 60 мм друг от друга (рисунок 2.2).

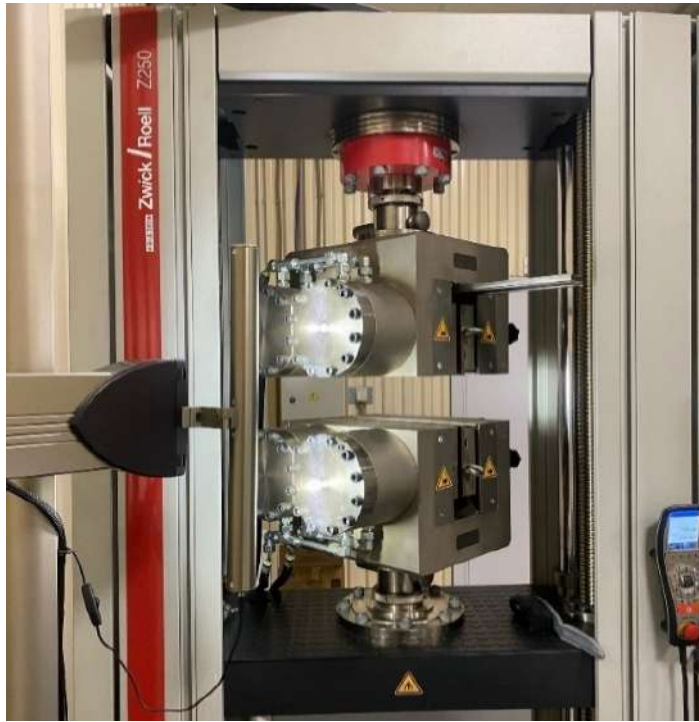


Рисунок 2.1 - Разрывная машина Zwick Roell AllroundLine Z250 SN

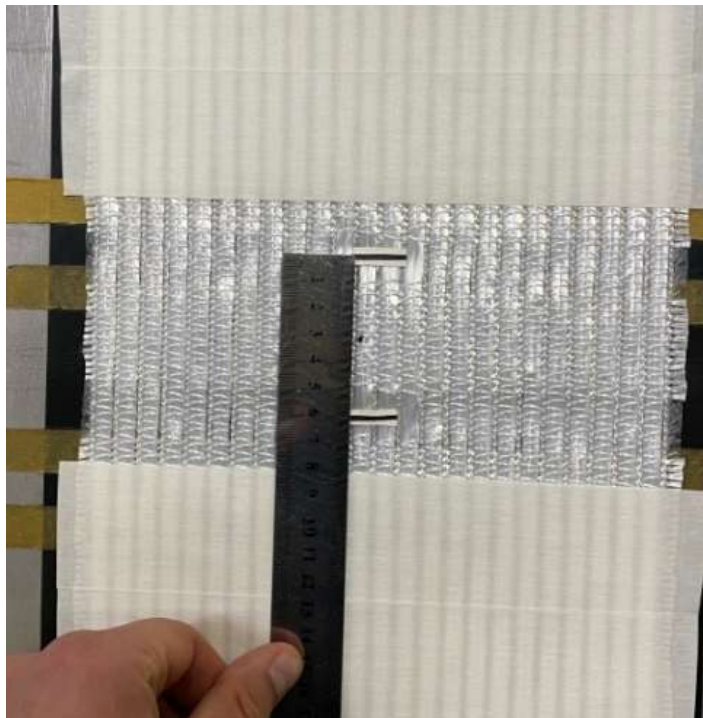


Рисунок 2.2 - Геосинтетический материал Huesker Stabilenka 400

Для отслеживания процесса проведения испытаний используют программу testXpert, а также видео датчик деформации. Интерфейс программы представлен на рисунке 2.3.

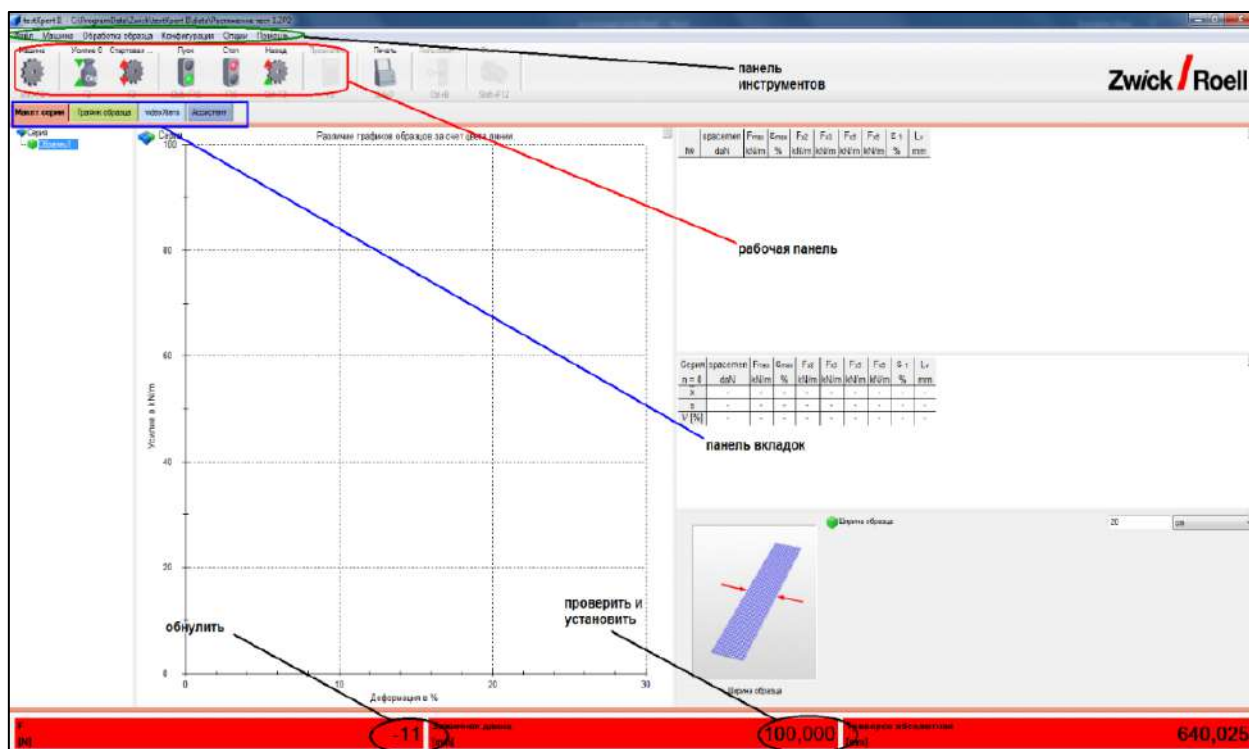


Рисунок 2.3 - Интерфейс программы testXpert

Выполнение измерений начинается с фиксации образца геосинтетического материала в верхнем и нижнем зажиме с нормированным усилием, обеспечивают предварительное натяжение образца между зажимами с усилием равным для растяжения в поперечном направлении – 1,85 кН/м и для продольного направления – 0,25 кН/м (рисунок 2.4).

Приводят в действие испытательную машину, обеспечивая постоянную скорость перемещения активного зажима и отслеживают относительные деформации и растягивающие усилия с помощью экстензометра и датчика силы, для измерения используются контрольные точки (марки) (рисунок 2.5). Останавливают испытательную машину при снижении прочности геоматериала на 30%. Итогом исследования является график зависимости относительной деформации геосинтетического материала и растягивающих усилий, который программный комплекс testXpert строит в автоматическом режиме.



Рисунок 2.4 - Фиксация образца геосинтетического материала

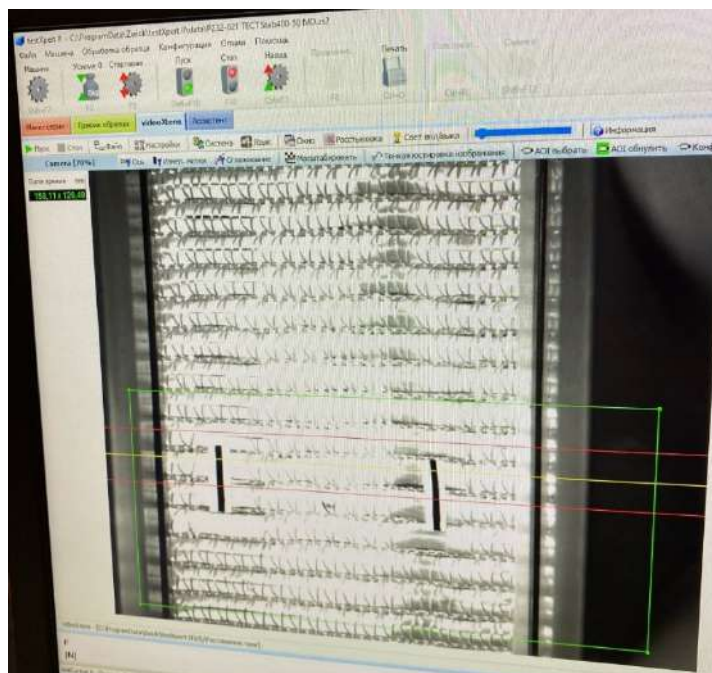


Рисунок 2.5 - Измерение относительной деформации геосинтетического материала с помощью экстензометра

Для данного материала выполнено 6 испытаний в каждом направлении. Одни из результатов исследования геосинтетического материала Huesker Stabilenka 400 представлены на рисунке 2.6 и рисунке 2.7, испытания проводились, как в продольном, так и в поперечном направлении.

Геоматериал показал относительное удлинение 6,2% при растягивающем усилии 63,44 кН/м в поперечном направлении и 9,3% при растягивающем усилии 420 кН/м в продольном направлении, что соответствует заявленным характеристикам.

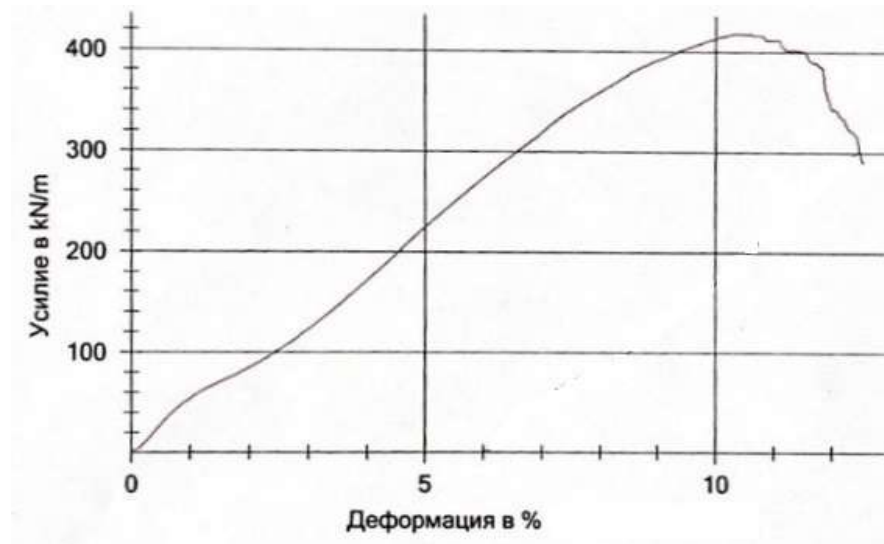


Рисунок 2.6 - Протокол зависимости растягивающих усилий от деформаций для геосинтетического материала Huesker Stabilenka 400 в поперечном направлении

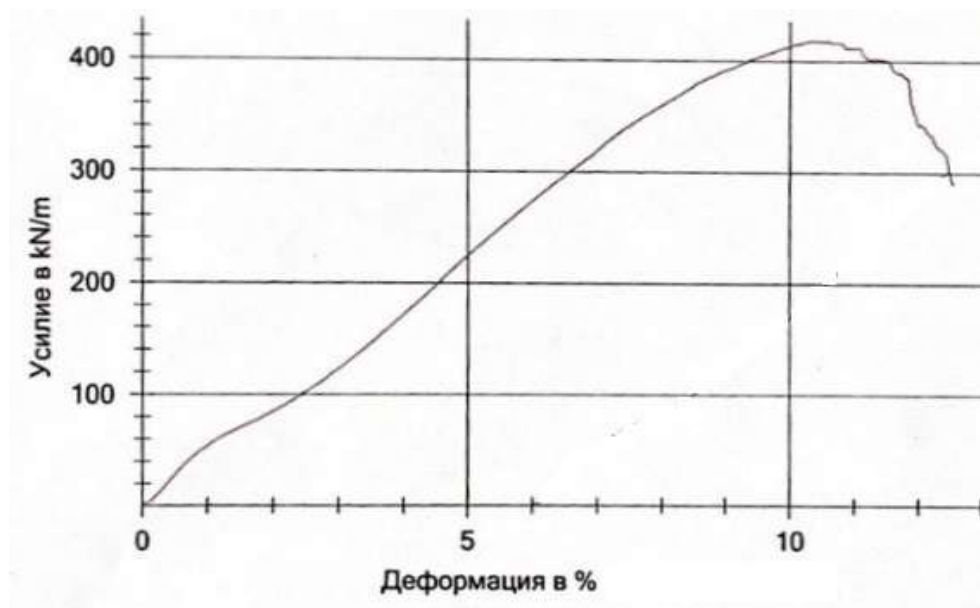


Рисунок 2.7 - Протокол зависимости растягивающих усилий от деформаций для геосинтетического материала Huesker Stabilenka 400 в продольном направлении

2.2 Определение зависимости относительных деформаций от растягивающих усилий геоматериала в грунтовом лотке

Задачами проведенных экспериментов было моделирование поведения грунтового основания дороги, усиленного геотекстилем, при образовании провала в грунтовом основании дорожного покрытия. Испытания проводились в специальном грунтовом лотке проводились с использованием того же геоматериала, который использовался в разрывной машине в Главе 2.1.

Эксперименты были проведены в октябре-ноябре 2004 года в лаборатории строительного факультета технического университета Анхальт (Hochschule Anhalt) в городе Дессау (Германия) [35, 36]. В лотке была создана модель участка дорожного покрытия с образовавшимся провалом грунта (рисунок 2.8)

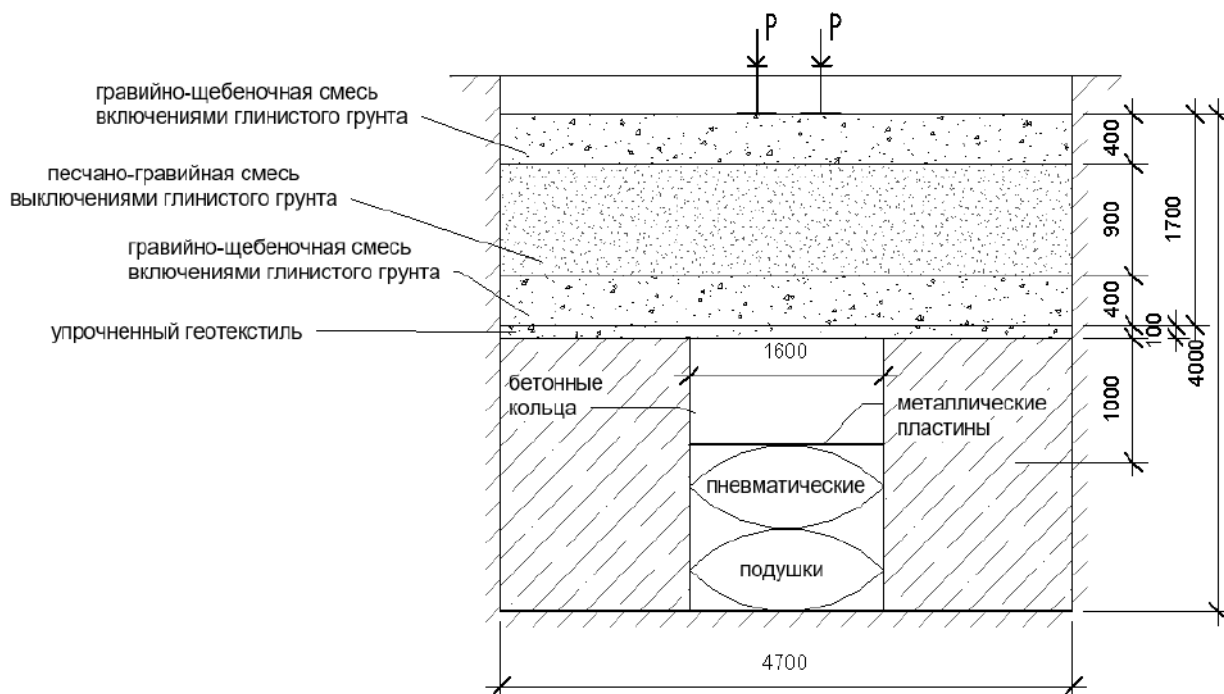


Рисунок 2.8 – Принципиальная схема эксперимента

При проведении эксперимента учитывались принципы расчета инженерных сооружений, принятые в Германии. Согласно действующим

нормативам, применяются два подхода к обеспечению безопасности конструкций - полный и частичный.

Полная безопасность предполагает, что в течение всего срока службы сооружения практически не допускается проседание почвы и не планируются ремонтные работы из-за провалов.

Частичная безопасность допускает ограниченное оседание, которое не должно превышать определенного предела. Как правило, этот предел равен $1/100$ диаметра провала. Провалы и просадки, обнаруженные на дороге, должны быть устранены с помощью ремонта.

Эксперименты проводились в специальном лотке размерами $4,7 \times 3 \times 4$ (h) метра. В нем последовательно укладывались три слоя связного грунта, включая песчано-гравийную и гравийно-щебеночную смеси с содержанием глинистого грунта, а также слой армирующего материала. Геосинтетический материал размещался в нижнем слое, имитирующем уплотненное основание дорожного покрытия, на высоте 0,1 метра над областью, где был смоделирован провал. Максимальное растягивающее усилие для использованного армирующего материала составило – $F=400$ кН/м в продольном направлении и $F=50$ кН/м, в поперечном направлении при относительном удлинении 5,7%. В ходе испытаний использовался местный грунт. Характеристики грунтовых слоев: - нижний – гравийно-щебеночная смесь с включением глинистого грунта – толщиной 0,5 м, $E=47$ МПа, $c=18$ кПа, $\varphi=42^\circ$, $\gamma=19,5$ кН/м³; - средний – песчано-гравийная смесь с включением глинистого грунта – толщиной 0,9 м, $E=38$ МПа, $c=5$ кПа, $\varphi=35^\circ$, $\gamma=18,4$ кН/м³; - верхний – гравийно-щебеночная смесь с включением глинистого грунта – толщиной 0,4 м, $E=48$ МПа, $c=18$ кПа, $\varphi=43^\circ$, $\gamma=19,5$ кН/м³. [35, 36]

Для имитации провала была использована следующая процедура. В основании лотка устроен колодец. В нижней части лотка был установлен колодец. Внутри него размещались две воздушные подушки, накачанные до давления, достаточного для поддержания веса находящихся сверху конструкций и грунта. На эти подушки укладывались две металлические

пластины. Над колодцем устанавливались два железобетонных кольца с внутренним диаметром 1600 мм и высотой 500 мм каждое. Объем лотка заполнялся грунтом. На высоте 0,1 метра над верхним краем бетонных колец укладывался слой армирующего материала, который закреплялся по краям в поперечном направлении. Сверху на армирующий слой укладывался грунт дорожного основания. При снижении давления воздуха в подушках металлические пластины опускались внутрь колодца, создавая условия, аналогичные провалу грунта под армирующим слоем внутри бетонных колец. Общая нагрузка на армирующий материал в ходе эксперимента включала в себя вес трех слоев грунта общей высотой 1,7 метра и транспортную нагрузку, которая моделировалась с помощью гидравлических домкратов. [35, 36]

На уровне закладки армирующего слоя были размещены датчики давления (5 штук), предназначенные для измерения вертикальных напряжений в грунтовом массиве непосредственно над армирующим слоем. Также были установлены тензометры (5 штук) для определения растягивающих усилий в геоматериале, вызванных нагрузками, имитирующими провал грунта. Полученные данные передавались через специальные блоки на компьютер, где анализировались и обрабатывались.

Первый этап эксперимента включал в себя приложение статической нагрузки от двух домкратов и фиксацию показаний датчиков, приборов и перемещений глубинных марок. На втором этапе из пневмоподушек выпускался воздух, затем снова прикладывалась статическая нагрузка, и вновь записывались показания приборов. После этого были проведены эксперименты с нагрузкой от движущегося грузового автомобиля. Нагрузка от движущегося автомобиля моделировалась теми же домкратами. Нагрузка прикладывалась домкратами поочередно через интервалы времени, соответствующие прохождению колес автомобиля со скоростью 60 км/ч, при этом максимальная расчетная нагрузка на одно колесо составляла 75 кН. Весь цикл экспериментов занял почти две недели и был завершен при достижении осадки поверхности примерно 0,1 м. Было выполнено около 300 000 циклов

нагружения. По окончании эксперимента были зафиксированы показания приборов и измерено положение глубинных марок. Затем была произведена аккуратная послойная выборка грунта до уровня армирующего материала. [35]

Учитывая различия в жесткости на растяжение, были получены растягивающие усилия: в продольном направлении - 118 кН/м, в поперечном - 29 кН/м. Эти значения составляют менее 30% от предельных значений для использованного материала. Максимальные относительные удлинения геосинтетического материала наблюдались на краях области провала и зависели от жесткости материала в продольном и поперечном направлениях. За пределами области провала относительные удлинения значительно уменьшались.

В ходе испытаний относительные удлинения армирующего элемента не превысили 1,4% в продольном и 3,1% в поперечном направлении, при этом растягивающие усилия составили 118 кН/м и 29 кН/м. Эти значения не превышают предельно допустимых значений для использованного геополотна.

2.3 Сопоставление результатов испытаний геосинтетического материала на разрывной машине и в лотке

При анализе относительных удлинений геосинтетического материала было установлено, что при растяжении геоматериала на разрывной машине, величина относительных деформаций значительно больше, чем при испытании в грунтовом лотке при одинаковых растягивающих усилиях. Это указывает на то, что жесткость геосинтетика увеличивается при растяжении в грунте. Это можно объяснить тем, что при испытании геоматериала в грунтовом лотке происходит взаимодействие геотекстиля с грунтом, то есть растягивающие усилия в геотекстиле воспринимаются окружающим грунтовым массивом. Размер активной зоны ("области трения") зависит от характеристик материала.

Для расчета коэффициента, учитывающего работу геоматериала в грунтовой среде, используем относительные деформации геоматериала которые соответствуют растягивающим усилиям в продольном направлении – 118 кН/м, в поперечном – 29 кН/м.

По результатам испытания в грунтовой лотке величины относительного удлинения армирующего элемента, взаимодействующего с грунтом, не превысили 1,4% в продольном и 3,1% в поперечном направлении, при этом растягивающие усилия составили 118 кН/м и 29 кН/м.

Результаты испытаний этого же геоматериала в разрывной машине и их статистическая обработка при усилиях растяжения в продольном и поперечном направлении 118 кН/м и 29 кН/м представлены в Таблице 2.1.

Статистическая обработка данных для исследования выполнена согласно ГОСТ 55030-2012 [13].

Относительная деформация при растяжении образца ε_{cp} , %, рассчитывается отдельно для каждого направления по формуле

$$\varepsilon_{cp} = \sum_{i=1}^n \frac{\varepsilon_i}{n}, \quad (2.2)$$

где ε_i – относительная деформация i -го образца, испытанного на растяжение в данном направлении, %; n – общее число образцов испытанного на растяжение в данном направлении;

Коэффициент вариации C_p , %, определяется по формуле

$$C_p = \frac{\sigma_p}{\varepsilon_{cp}} * 100\%, \quad (2.3)$$

где σ_p – среднеквадратичное отклонение, которое вычисляется по формуле (2.4)

$$\sigma_p = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\varepsilon_{cp} - \varepsilon_i)^2}{n}}. \quad (2.4)$$

Таблица 2.1 Результаты испытаний геоматериала в разрывной машине

Прочность геомат-ла, кН/м	Усилия в геомат-ле, кН/м	Деформации при испытании в разрывной машине, ε (%)						$\varepsilon_{\text{ср}}$, (%)	σ_{p}	C_{p} (%)
		Номер испытания								
		1	2	3	4	5	6			
400	118	2,7	2,8	2,9	2,8	2,8	3,1	2,85	0,14	4,84
50	29	4,2	4,3	4,4	4,2	4,3	4,4	4,3	0,09	2,08

Так как коэффициент вариации $C_p < 10 \%$, разброс данных не существенный.

Сопоставление данных, полученных при испытании геосинтетического материала представлены в таблице 2.2. Выполним расчет коэффициента f_d - учитывающего работу геоматериала в грунтовой среде.

Таблица 2.2 – Относительные деформации геосинтетического материала

Прочность геоматериала, кН/м	Растягивающие усилия в геоматериале, кН/м	Относительные деформации при испытании в грунтовой лотке, %	Относительные деформации при испытании в разрывной машине, %
400	118	1,4	2,85
50	29	3,1	4,3

$$f_d = \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1} = \frac{EA_1}{EA_2}, \quad (2.5)$$

где f_d - коэффициент, учитывающий работу геоматериала в грунтовой среде в продольном направлении; EA_1 — жесткость геоматериала при лабораторном испытании; EA_2 — жесткость геоматериала при испытании в грунтовой лотке.

Расчет выполним для продольного и поперечного направления геоматериала

$$f_{d \text{ продольное}} = \frac{2,85}{1,4} = 2,03, \quad (2.6)$$

$$f_{d \text{ поперечное}} = \frac{4,3}{3,1} = 1,38. \quad (2.7)$$

При прочности геоматериала (растягивающем усилии) в 400 кН/м коэффициент f_d - 2,07, а при прочности 50 кН/м – 1,38, отсюда следует, что прочность геоматериала оказывает влияние на коэффициент, учитывающий работу геоматериала в грунтовой среде, также как и тип материала. Поэтому очевидно, что коэффициент f_d , должен быть больше 1, а для материала типа Huesker Stablenka 400 он может быть принят равным 2. Для других типов геосинтетического материала необходимо проведение экспериментальных исследований по вышеизложенной методике.

Выводы по главе 2

1 Лабораторные исследования прочности геоматериала в разрывной машине позволяют получить зависимость относительных деформаций геосинтетического материала и растягивающих усилий и определить жесткость геоматериала, которая является его характеристикой.

2 Модельный эксперимент (в грунтовой лотке) учитывает взаимодействие геоматериала с грунтом основания и позволяет оценить жесткость материала в условиях его прогиба над карстовой полостью.

3 По результатам сопоставления испытаний на разрывной машине и в лотке установлено, что с учетом взаимодействия геоматериала с грунтом в лотке жесткость геоматериала увеличивается. Для геоматериала типа Huesker Stablenka 400 коэффициент, учитывающий работу геоматериала в грунтовой среде, может быть принят равным 2. Для других типов геосинтетического материала необходимо проведение экспериментальных исследований по вышеизложенной методике.

3 ИССЛЕДОВАНИЯ ДОРОЖНОЙ НАСЫПИ, УСИЛЕННОЙ ГЕОСИНТЕТИЧЕСКИМ МАТЕРИАЛОМ ПРИ ОБРАЗОВАНИИ КАРСТОВЫХ ДЕФОРМАЦИЙ

В качестве основного расчетного параметра карстовых деформаций при расчете дорожной насыпи на закарстованных территориях выступает расчетный диаметр карстового провала, в данной работе предлагается дополнительно использовать расчетный параметр – диаметр карстовой полости в карстующихся грунтах. Если для первого параметра существует несколько широко используемых методик по расчету усиления основания геосинтетическим материалом (Глава 1), то для расчета на образование и рост карстовой полости в карстующихся грунтах решений нет.

С целью разработки метода расчета напряженно-деформированного состояния геосинтетического материала в основании дорожной насыпи на образование и рост карстовой полости в карстующихся грунтах выполнены численные и теоретические исследования.

По результатам численных исследований разработан инженерный метод расчета относительных деформаций геосинтетического материала и размера мульды проседания в зависимости от диаметра полости, расстояния до кровли карстующихся грунтов, высоты насыпи и жесткости геоматериала. Данные результаты позволят также проектировать систему карстологического мониторинга, выполняемого путем установки датчиков на геоматериал, а именно тарировать датчики на измерение относительных деформаций геосинтетического материала для контроля динамику роста полости в карстующихся грунтах [21].

С помощью теоретических исследований решена задача определения максимального прогиба геосинтетика и дорожного полотна над карстовой полостью при образовании мульды проседания, размер которой зависит от диаметра полости и расстояния до кровли карстующихся грунтов.

Исследования выполнены на примере автомобильной дороги и могут быть использованы для проектирования противокарстовой защиты дорожных насыпей и грунтовых линейных сооружений.

3.1 Численные исследования

В настоящее время наиболее перспективным методом исследования является математическое моделирование. К преимуществам математического моделирования следует отнести возможности многовариантных расчетов с заданием различных вариаций исходных данных для установления закономерностей и связей исследуемых параметров. Тем более, что в настоящее время разработаны программные комплексы (PLAXIS, ABAQUS, ANSYS и др.), позволяющие выполнять численные исследования НДС грунтовых массивов как в плоской, так и в пространственной постановке. Наиболее сложными вопросами при выполнении численных исследований оснований над карстовыми полостями путем математического моделирования является выбор такой процедуры расчета, которая могла бы адекватно отразить начало прогрессирующего обрушения грунта при росте размера карстовой полости [24, 25].

3.1.1 Методика проведения численных исследований

Расчеты деформаций основания дороги (расчет по второму предельному состоянию) выполнены на основе численного моделирования напряженно-деформированного состояния основания с учетом технологии устройства земляного полотна и проектных нагрузок с использованием верифицированного программного комплекса PLAXIS 3D.

Для моделирования поведения грунта использовалась упругопластическая модель Мора-Кулона [8, 9]. Основным принцип упругопластичности заключается в том, что деформации и их скорости

разделяются на упругие и пластические составляющие

$$\begin{aligned}\varepsilon &= \varepsilon^e + \varepsilon^p \\ \dot{\varepsilon} &= \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^p,\end{aligned}\tag{3.1}$$

где ε^e - упругая деформация, ε^p - пластическая деформация, $\dot{\varepsilon}^e$ - скорость упругой деформации, $\dot{\varepsilon}^p$ - скорость пластической деформации.

Для установления зависимости между скоростями напряжений и упругих деформаций применяется закон Гука

$$\dot{\sigma}' = D^e \dot{\varepsilon}^e = D^e (\dot{\varepsilon} - \dot{\varepsilon}^p),\tag{3.2}$$

где D^e – матрица линейно-упругих свойств грунта.

В соответствии с классической теорией пластичности, скорости пластических деформаций прямо пропорциональны производной от функции текучести (f) по напряжениям [104, 106]. Этот принцип отражает тот факт, что скорости пластических деформаций могут быть представлены в виде векторов, перпендикулярных поверхности текучести. Эта классическая концепция известна как теория ассоциированной пластичности. Однако, когда речь идет о функциях текучести Кулона-Мора, теория ассоциированной пластичности может давать завышенные значения дилатансии. Для решения этой проблемы вводится дополнительная переменная - функция пластического потенциала g . Таким образом, скорость пластических деформаций может быть записана следующим образом:

$$\dot{\varepsilon}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma'},\tag{3.3}$$

Условие текучести Кулона-Мора может быть полностью определено с помощью шести функций текучести, которые представлены в виде функций главных напряжений

$$\begin{aligned}f_{1a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0 \\ f_{1b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0 \\ f_{2a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
f_{2b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0 \\
f_{3a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0 \\
f_{3b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0,
\end{aligned} \tag{3.4}$$

где ϕ - угол внутреннего трения, c - удельное сцепление.

Вместе эти функции текучести представляют собой шестигранную пирамиду в пространстве главных напряжений, показанную на рисунке 3.1.

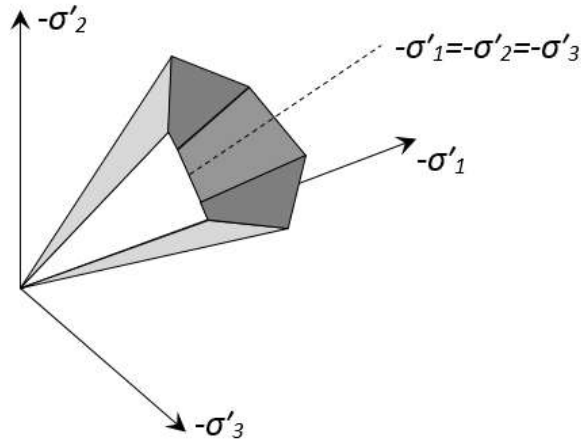


Рисунок 3.1 – Функции текучести в пространстве главных напряжений [19]

Поверхность текучести Кулона-Мора в пространстве главных напряжений ($c = 0$)

В дополнение к функциям текучести модели Кулона-Мора определяются шесть функций пластического потенциала

$$\begin{aligned}
g_{1a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \psi \\
g_{1b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \psi \\
g_{2a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \psi \\
g_{2b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \psi \\
g_{3a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \psi \\
g_{3b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \psi,
\end{aligned} \tag{3.5}$$

Параметр угла дилатансии, включенный в функции пластического

потенциала, является третьим параметром пластичности. Он необходим для учета наблюдений положительной пластической объемной деформации (дилатансии), которая наблюдается в плотных грунтах.

Модель Кулона-Мора включает следующие параметры, получаемые стандартными испытаниями образцов грунта:

- модуль деформации, E ;
- коэффициент Пуассона, ν ;
- угол внутреннего трения, φ ;
- удельное сцепление, c ;
- угол дилатансии, ψ .

Для выбора характеристик грунта проведен ряд численных экспериментов, который показал, что значительный рост полости возможен только при покровной толщ из глинистого грунта, так как моделирование роста полости в песках возможно лишь до 2 м.

Размеры расчетной области определены из условия отсутствия влияния его на результаты расчета, узлы на вертикальных границах области закреплены по X и Y , на горизонтальной границе по Z . Как показывают исследования подземных выработок [4], уже на расстоянии $3r$ от границ выработки (где r – радиус выработки) наблюдается лишь незначительное изменение напряжений, которым можно пренебречь. Поэтому расчетная область в горизонтальном направлении должна быть не меньше $4d$, где d – расчетный диаметр карстовой полости в карстующихся грунтах.

Армирующий геосинтетический материал моделируется с помощью специального элемента с параметром нормальной (осевой) жесткости E_A , работающий исключительно на растяжение.

При расчёте насыпи учитывалась временная нагрузка от подвижного транспорта в соответствии с ГОСТ Р 32960-2014. В качестве временной подвижной нагрузки принята нагрузку A_K .

$$P_{AK} = \frac{7,4n}{B_{3П}} K, \quad (3.6)$$

где n – число полос движения; $B_{3П}$ – ширина земляного полотна, м; K –

класс нагрузки АК. Для автомобильных дорог с капитальными дорожными одедами – $K = 11,5$.

$$P_{AK} = \frac{7,4 * 4}{24,25} * 11,5 = 14,1 \text{ кПа}, \quad (3.7)$$

Математическое моделирование поэтапного образования полости и роста ее размеров выполняется с использованием конечноэлементной модели грунтового массива путем исключения ослабленных зон (зон локальной потери устойчивости) вокруг карстовой полости при постоянном контроле условий равновесия свода.

Иными словами, нагрузка (от собственного веса грунта, конструкций и т. д.) на каждом этапе расчета в процессе решения растёт, и, если она достигает 100% и разрушения грунтового массива по критерию прочности Мора Кулона не происходит (потери устойчивости), то расчет выполнен корректно и система находится в равновесии.

Если расчет остановился в промежутке M_{stage} от 0 до 1, например на $M_{stage} = 0,7$, то это значит, что уже при 70% величины нагрузки происходит разрушение (потеря устойчивости) грунта и дальше расчет продолжаться не может, так как не выполняется условие равновесия системы [117, 118].

Но это нам говорит о локальной потере устойчивости, которая не приводит к прогрессирующему разрушению. Соответственно, в процессе расчета определяются в первую очередь ослабленные зоны (зоны локальной потери устойчивости) над полостью и, основываясь на предположении, изложенном выше, они исключаются из расчета, при этом формируется форма устойчивого свода полости. Контроль равновесия системы ($M_{stage} = 1$) выполняется при каждом новом положении свода до тех пор, пока очередное исключение ослабленных зон не приведет к полной потере устойчивости системы ($M_{stage} < 1$), характеризующей начало прогрессирующего разрушения.

Расчет выполняется в следующей последовательности:

- определяется исходное НДС грунтового массива;

– выполняется поэтапный рост размеров карстовой полости в карстуемых грунтах, в процессе выполнения расчетов контролируется рост «свода обрушения» над карстовой полостью (рисунок 3.2).

Расчеты выполняются только при условии «устойчивых сводов», т.е. «всплытие» карстовой полости не происходит [22].

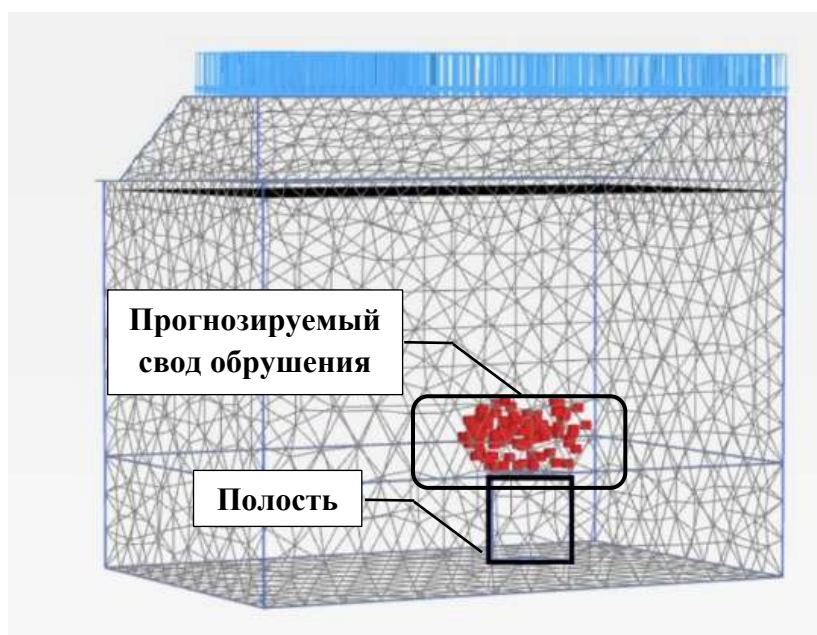


Рисунок 3.2 - Расчетная интерпретация образования «устойчивого свода» над карстовой полостью в карстующихся грунтах

Величина растягивающих усилий, образующихся в геосинтетическом материале при росте карстовой полости, зависит от многих факторов. В их числе могут быть: высота дорожной насыпи, расчетный диаметр карстовой полости, расстояние от основания насыпи до кровли карстуемых грунтов и др. Для оценки влияния этих факторов на величину растягивающего усилия был выполнен полный факторный эксперимент типа 2^k [7]. Основными изменяемыми факторами в эксперименте были приняты:

- высота дорожной насыпи (x_1);
- высота покровной толщи над карстующимися грунтами (x_2);
- горизонтальный размер карстовой полости (x_3);
- вертикальный размер карстовой полости (x_4);

- жесткость геосинтетического материала (x_5);
- модуль деформации грунта покровной толщи (x_6).

Исходные данные для эксперимента представлены в таблице 3.1

Таблица 3.1 – Исходные данные

№	Высота насыпи, м	Покровная толщина, м	Ширина полости, м	Высота полости, м	Прочность г.м, кН/м	Модуль деформации г-та, кН/м ²	Растягивающие усилия в г.м., кН/м
1	2	20	6	6	1700	35	0,244
2	6	20	6	6	1700	35	0,902
3	2	5	6	6	1700	15	1,625
4	2	20	6	6	1700	15	0,244
5	4	15	2	2	1700	20	0,862
6	4	15	2	2	400	20	0,204
7	4	5	2	2	1700	35	0,714
8	4	5	6	2	1700	35	1,73
9	4	5	4	2	1700	15	0,825
10	4	5	4	8	1700	15	0,815

На основании данных эксперимента создадим матрицу планирования:

Таблица 3.2 – Матрица планирования

№	Факторы						Взаимодействие											
	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	x_6	x_1x_2	x_1x_3	x_1x_4	x_1x_5	x_1x_6	x_2x_3	x_2x_4	x_2x_5	x_3x_4	x_1/x_6	Y	
1	-1	1	1	1	1	1	-1	-1	-1	-1	-1	1	1	1	1	-1	0,244	
2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0,902	
3	-1	-1	1	1	1	-1	-1	1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1	-1	1,625	
4	-1	1	1	1	1	-1	-1	-1	-1	-1	1	1	1	1	1	1	0,244	
5	1	1	-1	-1	1	-1	1	-1	-1	1	-1	-1	-1	1	1	-1	0,862	
6	1	1	-1	-1	-1	-1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	1	0,204	
7	1	-1	-1	-1	1	1	-1	-1	-1	1	1	1	1	1	1	-1	0,714	
8	1	-1	1	-1	1	1	-1	1	-1	1	1	-1	1	1	-1	1	1,73	
9	1	-1	1	-1	1	-1	-1	1	-1	1	-1	-1	1	1	-1	-1	0,825	
10	1	-1	1	1	1	-1	-1	1	1	1	-1	-1	-1	1	1	1	1,18	

Параметром оптимизации в данном случае является отношение значения растягивающего усилия в геосинтетическом материале после образования карстовых деформаций к усилиям в геоматериале до образования карстовых деформаций. Функция отклика ищется в виде полинома 1-й степени (формула 3.8)

$$y = b_0 + b_1x_1 + b_2x_2 + b_3x_3 + b_4x_4 + b_5x_5 + b_6x_6 + b_{12}x_1x_2 + b_{13}x_1x_3 + b_{14}x_1x_4 + b_{15}x_1x_5 + b_{23}x_2x_3 + b_{24}x_2x_4 + b_{25}x_2x_5 + b_{34}x_3x_4 + b_{35}x_3x_5 + b_{45}x_4x_5 + b_{123456}x_1x_2x_3x_4x_5x_6. \quad (3.8)$$

Для определения коэффициентов функции отклика была использована матрица планирования, которая состоит из векторов-столбцов и векторов-строк. Матрица содержит полную информацию о проведенном эксперименте (исходные данные и результаты расчета).

Величиной коэффициентов b_i оценивается влияние изменяемых факторов на параметр оптимизации.

Коэффициенты полинома рассчитаны по формулам (3.9) и (3.10), матрица планирования представлена в таблице 3.4.

$$b_0 = \frac{\sum_{i=1}^N y_i}{N}, \quad (3.9)$$

$$b_j = \frac{\sum_{i=1}^N x_j y_i}{N}, j = 1 \div k, \quad (3.10)$$

где N – число опытов, $N=10$; k – число факторов, $k=6$.

Составим для наглядности таблицу 3.3, в которой занесены вычисленные коэффициенты регрессии.

Таблица 3.3 - Коэффициенты уравнения регрессии

b_0	b_1	b_2	b_3	b_4	b_5	b_6	b_{12}	b_{13}	b_{123456}
0,82	0,39	-0,33	0,46	-0,05	0,78	-0,10	-0,42	0,36	
b_{14}	b_{15}	b_{16}	b_{23}	b_{24}	b_{25}	b_{34}	b_{35}	b_{45}	-0,04
-0,47	0,35	0,23	-0,40	0,12	0,45	-0,02	0,50	-0,01	

Получаем следующую функцию отклика

$$\begin{aligned}
 y = & 0,82 + 0,39x_1 - 0,33x_2 + 0,46x_3 - 0,05x_4 + 0,78x_5 - 0,1x_6 - 0,42x_1x_2 \\
 & + 0,36x_1x_3 - 0,47x_1x_4 + 0,35x_1x_5 + 0,23x_1x_6 - 0,4x_2x_3 \\
 & + 0,12x_2x_4 + 0,45x_2x_5 - 0,02x_3x_4 + 0,5x_3x_5 - 0,01x_4x_5 \\
 & - 0,04x_1x_2x_3x_4x_5x_6,
 \end{aligned} \tag{3.11}$$

Проведем интерпретацию выведенной модели.

Анализ коэффициентов и сравнение их между собой показывает, что по значимости факторы располагаются в следующем порядке:

- жесткость геосинтетического материала;
- горизонтальный размер карстовой полости;
- высота дорожной насыпи;
- высота покровной толщи над карстующимися грунтами.

Вертикальный размер карстовой полости при ее величине более 2 м и модуль упругости грунта покровной толщи, при условии невыхода провала на поверхность не оказывает значительного влияния на результат эксперимента.

Для задания величины факторов в численной модели эксперимента выполнен анализ проектных решений и инженерно-геологических условий строительства земляного полотна на карстоопасных участках автомобильных дорог в Главе 3.1.3. Расчетная модель представлена на рисунке 3.7

3.1.2 Верификация расчетной модели

Для проверки правильности выбранной расчетной модели были проведены сравнения между результатами численных расчетов и данными физического моделирования. Физический эксперимент, который был использован для этого сравнения, включал моделирование процесса образования карстовой полости. Этот эксперимент был проведен Пономаревым А.Б. и Золотозубовым Д.Г. в лаборатории строительного факультета Технического университета Анхальт в городе Дессау, Германия.

Эксперимент проходил в специальном лотке размерами 4,7х3х4 метра, где последовательно укладывались три слоя связного грунта (песчано-гравийная и гравийно-щебеночная смеси с добавлением глинистого грунта) и армирующая прослойка. Более подробное описание эксперимента приведено в главе 2.2.

В ходе эксперимента изучалось поведение основания и дорожного покрытия при использовании однослойного армирования, основанного на принципе частичной безопасности. Определялись растягивающие усилия в геосинтетическом материале в результате образования карстового провала в основании, а также осадка поверхности проезжей части. На рисунке 3.3 представлены результаты эксперимента.

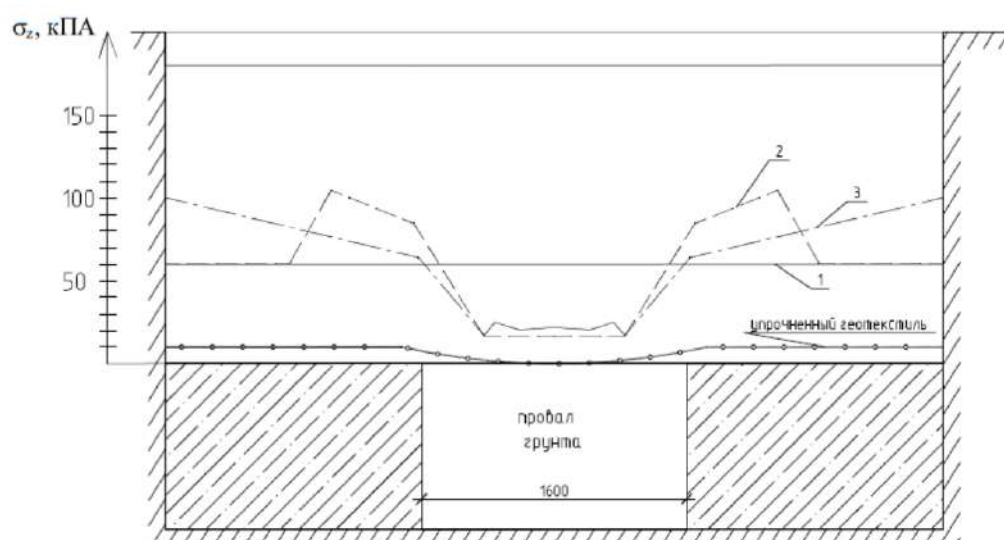


Рисунок 3.3 - Изменение вертикальных напряжений на контакте геотекстиля и грунта [35]: 1 – до начала эксперимента; 2 – после обвала земли в начале динамических испытаний; 3 – в конце эксперимента

Этот эксперимент был воспроизведен с использованием численного метода в программном обеспечении Plaxis 2D. Размеры модели, физико-механические свойства грунта, величина приложенной нагрузки, диаметры карстовых полостей на разных этапах расчета были идентичны тем, которые использовались в эксперименте в лотке. В качестве модели основания была

выбрана упругопластическая модель Мора-Кулона, а метод расчета описан в главе 3.1.

Для проведения численного эксперимента, подобного физическому, исследовалось распределение растягивающих усилий в геосинтетическом материале после возникновения карстового провала. Результаты, полученные на математической модели, были сопоставлены с результатами физического моделирования. На рисунке 3.4 представлена расчетная модель, а на рисунке 3.5 результат расчета.

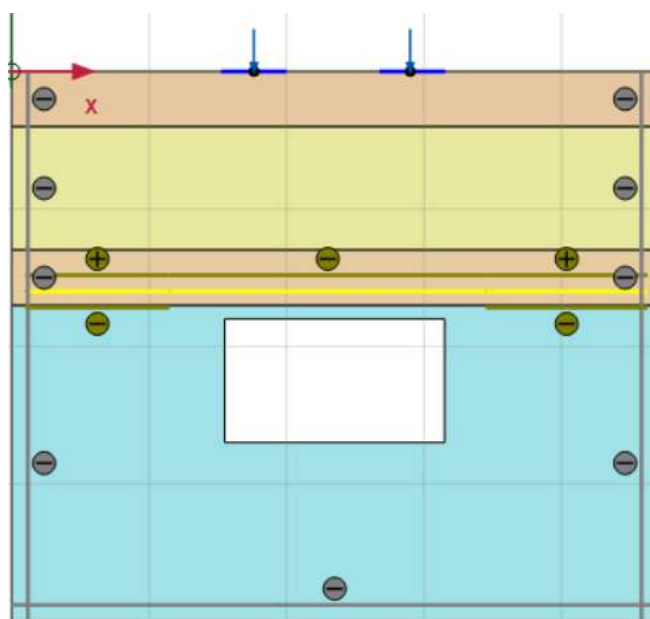


Рисунок 3.4 - Расчетная схема численного эксперимента в Plaxis 2D

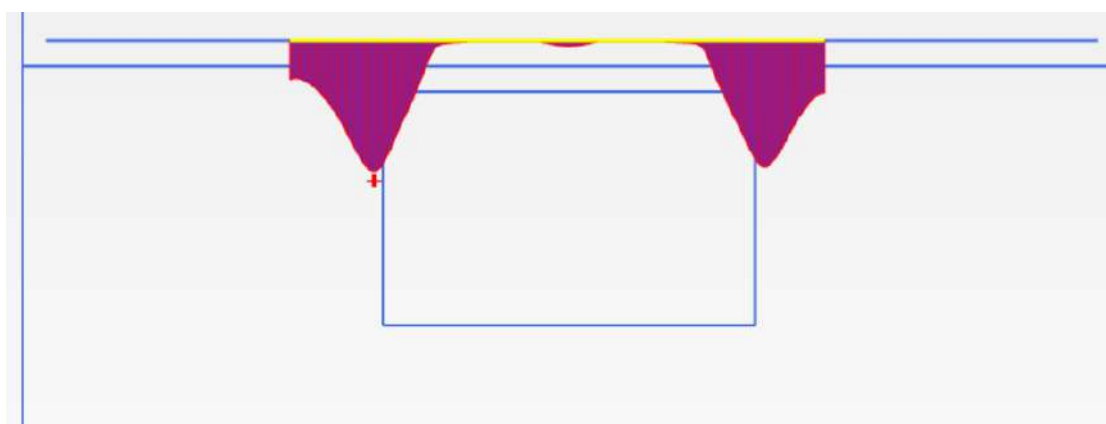


Рисунок 3.5 – Вертикальные напряжения на контакте геотекстиля и грунта после образования карстового провала

Сразу после формирования провала, максимальные вертикальные нагрузки наблюдались рядом с зоной провала, а не прямо над ним. Это может говорить о том, что использование укрепляющего слоя в связном грунте приводит к образованию зоны разуплотнения при обрушении над областью провала, границы которой имеют форму арки. Это вызывает арочный эффект, который делит грунтовый массив на зону разуплотнённого грунта непосредственно над областью провала и зону грунта естественной структуры. Следовательно, нагрузка на укрепляющий слой над провалом оказывается под воздействием только разуплотнённого грунта. На краях обвала формируется зона концентрации напряжений [5, 26].

При дальнейшем динамическом нагружении зона разуплотнения грунта расширяется, что приводит к подъему арочного свода на поверхность. Давление на армирующую прослойку возрастает. На краях провала вертикальные нагрузки уменьшаются, соответственно, происходит рассеивание напряжений в грунтовом массиве.

Так как, результаты экспериментов качественно совпадают, полученные результаты позволяют рекомендовать данную численную методику для моделирования процессов, происходящих в грунтах при росте карстовой полости.

3.1.3 Анализ проектных решений и инженерно-геологических условий земляного полотна на карстоопасных участках линейных сооружений, подготовка исходных данных для численных расчетов

Для анализа проектных решений был выбран участок строящаяся скоростной автомобильной дороги Москва - Нижний Новгород – Казань, 6 этап км 454 – км 586, на данном участке выполнено инженерно-карстологическое районирование исследуемой территории [43].

Скоростная автомобильная дорога М-12 «Восток» является частью международного транспортного маршрута «Европа - Западный Китай».

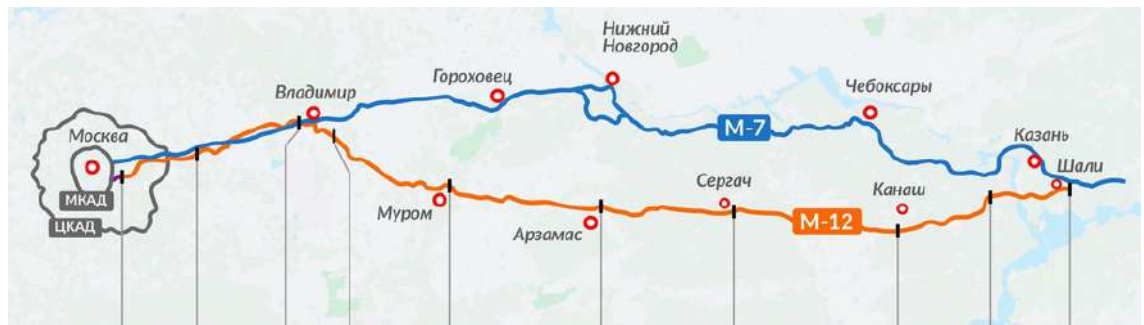


Рисунок 3.6 – План прохождения трассы М-12 Москва-Нижний Новгород – Казань [43]

Для определения параметров расчетной модели, рассмотрим геометрические характеристики насыпи запроектированной автомобильной дороги, а также проведем анализ карстоопасных участков.

Факторы, учитываемые при выделении карстовых участков. Главным фактором развития карстового процесса является мощность перекрывающих отложений или глубина залегания кровли карстующихся пород. Общая тенденция такова, что с повышением мощности покровной толщи интенсивность развития карста заметно сокращается [30, 41, 54].

Не менее важным фактором является мощность глин юрско-мелового и каменноугольного возраста, выступающих в качестве водоупора, препятствующего нисходящей фильтрации пресных атмосферных вод в толщу карстующихся пород и выносу дисперсного материала из перекрывающей толщи в пустотное пространство в карстующихся отложениях. Кроме того, высокие значения мощности перекрывающих глин препятствуют обрушению перекрывающей толщи в сформированную карстовую полость, причем, чем больше мощность глин, тем большее напряжение может выдержать перекрывающая толща над карстовой полостью.

Подземная закарстованность, карстующаяся толща представлена доломитами и известняками казанского яруса среднего отдела и гипсами

сакмарского яруса нижнего отдела пермской системы. По данным бурения карстологических скважин установлено, что карстующиеся доломиты, известняки и гипсы залегают под толщей пермских и четвертичных некарстующихся отложений, на глубине от 15,9 до 87,4 м.

Подземная закарстованность в равной мере характерна как для карбонатных, так и для сульфатных пород. Однако, наиболее активно карстовые формы развиты на контакте разновозрастных отложений – покровных суглинков, глин и казанских доломитов (известняков) и сакмарских гипсов [22]. Глубинный карст, развитый в кровле и ниже поверхности коренных карстующихся пород, представлен карстовыми полостями различной формы и размеров, с заполнителем в виде дресвяно-щебенистого, глинистого и песчаного материала, нередко свободными от заполнителя.

В процессе бурения карстологической скважины с-6-2к зафиксирован провал бурового инструмента, мощностью 0,5 м, в расчетах скважин с-6-2к и с-6-4к начальная ширина (диаметр) карстово-суффозионной полости в данных условиях карбонатного карста принята 0,5 м.

В случаях, когда подземные карстовые полости в процессе бурения не встречены и существующие методы разведки не позволяют с необходимой точностью и детальностью установить местоположение и истинные размеры возможно уже имеющих полости в пределах проектируемых сооружений в каждой точке грунтового массива, предполагается, что возможная начальная ширина (диаметр) карстово-суффозионной полости в данных условиях карбонатного карста не превысит 2,0 м. При обосновании данного значения учитывались:

- результаты и опыт проведения карстологических исследований на территории Нижегородской области;
- результаты исследований по выявлению взаимосвязи между вертикальной мощностью полостей, определяемой по данным инженерно-геологического и карстологического бурения скважин, и их шириной

(диаметром) в плане. Согласно данным исследования между высотой и диаметром подземной полости наблюдается прямая корреляционная связь:

$$z = 0,3107D_0, \quad (3.12)$$

Предельная ширина (диаметр) карстовой полости $D_{\max}$ зависит от скорости растворения или выщелачивания пород и определяется по формуле:

$$D_{\max} = D_0 + VT_0, \quad (3.13)$$

где D_0 – начальная карстовая полость, экспертно принятая равной 1,0 м; V – максимальная среднегодовая скорость растворения карстующихся пород (0,01 м/год для труднорастворимых грунтов, 0,05 м/год – для среднерастворимых), T_0 – расчетный срок службы сооружений, принятый равным 100 годам. Срок службы сооружения принимается до 50 лет, в случае быстрого достижения критического диаметра полости.

Результаты вычисления параметров карстово-суффозионных деформаций методом послойного аналитико-графического моделирования представлены в таблице 3.4.

Таблица 3.4 - Параметры карстово-суффозионных деформаций

Скважина	Карстовая порода	ПК	Рекомендуемый расчетный диаметр d, м	Наиболее вероятный тип деформации
с-6-1к	доломит	ПК4567+60-ПК4598+50	5	провал
с-6-2к	доломит	ПК4598+14-ПК4659+80	3,9	провал
с-6-4к	доломит	ПК5139+35-ПК5167+30	1,8	провал

Рассмотрим геометрические характеристики насыпи на карстоопасных участках и используем полученные данные для проектирования расчетной

модели. Для этого проведем анализ продольного профиля автомобильной дороги.

Ширина проезжей части – 19 метров;

Высота дорожной насыпи на карстоопасных участках:

- ПК4567+60-ПК4598+50 – от 2,4 м до 5,00 м;
- ПК4598+14-ПК4659+80 от 2,1 м до 5,1 м;
- ПК5139+35-ПК5167+30 от 1,97 м до 5,2 м.

На основе анализа проектных решений и инженерно-геологических условий строительства земляного полотна на карстоопасных участках смоделируем модель дорожной насыпи в программном комплексе Plaxis 3D.

3.1.4 Определение варьируемых параметров модели

Исследования проводились на численных моделях, описанных в факторном эксперименте в Главе 3.1.1. В расчетах определялось влияние на растягивающие усилия в геосинтетическом материале следующих факторов: высота дорожной насыпи, нагрузки от веса насыпи, жесткости геосинтетического материала, расстояния до карстующихся грунтов, диаметра карстовой полости [39, 69, 88, 89].

Исходя из результатов факторного эксперимента, назначалось количество значений каждого фактора. Например, так как диаметр карстовой полости оказывает большое влияние на относительное изменение осадок, то в расчетах использовалось три значения диаметра (2, 4 и 6 м). Вертикальный размер полости на изменение осадки влияет не существенно, поэтому для удобства расчета его принимаем равным горизонтальному.

В расчетах варьировались следующие исходные данные:

- высота дорожной насыпи (h , рисунок 3.7) от 2 - 6 м. Это наиболее характерный диапазон для строительства в городских условиях.

- расстояние до кровли карстующихся грунтов (H , рисунок 3.7): 5, 10, 15 и 20 м [72].
- диаметр полости в карстующихся грунтах (D , рисунок 3.7)

Расчеты проводились для грунтового массива, представленного известняком, суглинком и песком (дорожная насыпь) с характеристиками, указанными в таблице 3.5, для моделирования грунта применяется упругопластическая модель Кулона-Мора [45, 46].

Таблица 3.5 – Характеристики грунтов расчетной модели

Параметр	Карстовый слой	Покровная толща	Насыпь а/д
Наименование	Известняк	Суглинок	Песок
Удельный вес, кН/м^3	18,9	19,0	18,0
Модуль деформации, кН/м^2	120 000	20 000	28 000
Удельное сцепление, кН/м^2	700	30	1
Угол внутреннего трения, $^\circ$	30	17	28
Коэффициент Пуассона	0,29	0,35	0,30

В качестве армирующего материала принят изотропный геосинтетический материал с жесткостью 1700 кН/м [90].

Общий вид модели представлен на рисунке 3.7.

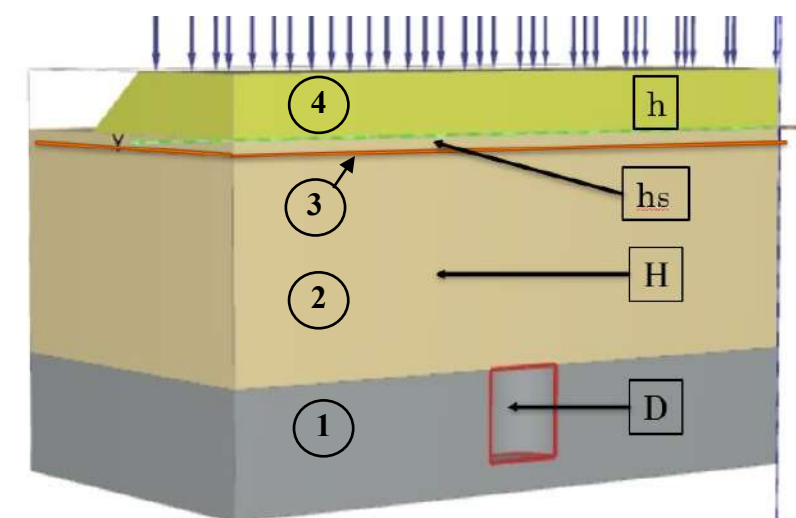


Рисунок 3.7 - Расчетная модель: 1 – карстующиеся грунты; 2 – покровная толща; 3 – геосинтетический материал; 4 – автодорожная насыпь

Всего рассчитано 60 моделей. Каждый вариант расчета разбивался на этапы и решался с учетом последовательности возведения насыпи и образования полости.

3.1.5 Результаты численного расчета усилий в геосинтетическом материале над карстовой полостью в карстующихся грунтах

Для установления аналитической зависимости между диаметром полости в карстующихся грунтах, усилиями и относительными деформациями в геоматериале, анализируются результаты численных исследований. В качестве расчетного параметра карстовых деформаций используется размер полости в карстующихся грунтах, а результатом расчета (расчетные критерии) являются растягивающее усилие в геоматериале, относительная деформация, а также размер мульды проседания. Прогнозируемый размер полости в карстующихся грунтах за нормативное время эксплуатации дороги определяется в отчетах по инженерно-геологическим изысканиям при оценке карстовой опасности [21, 22].

Расчеты выполнены на основе численного моделирования напряженно-деформированного состояния основания с учетом армирующей прослойки земляного полотна из геосинтетического материала и проектных нагрузок от подвижного транспорта в пространственной постановке с использованием верифицированных программных комплексов PLAXIS 2D и PLAXIS 3D [51, 69, 115].

Аналитические зависимости усилий и относительных деформаций в геосинтетическом материале от прогнозируемого размера карстовой полости в карстующихся грунтах, мощности покровной толщи и высоты насыпи получены на основе численных расчетов в пространственной постановке.

Поэтапный расчет выглядел следующим образом:

Этап 1. Задание начальных условий, т. е. формирование начального НДС грунтового массива (рисунок 3.8, а).

Этап 2. Активация геосинтетического материала и насыпи линейного сооружения (рисунок 3.8, б).

Этап 3. Активация нагрузки от подвижного состава (рисунок 3.8, в).

Этап 4. Образование и рост карстовой полости до диаметра 6 м (рисунок 3.8, г).

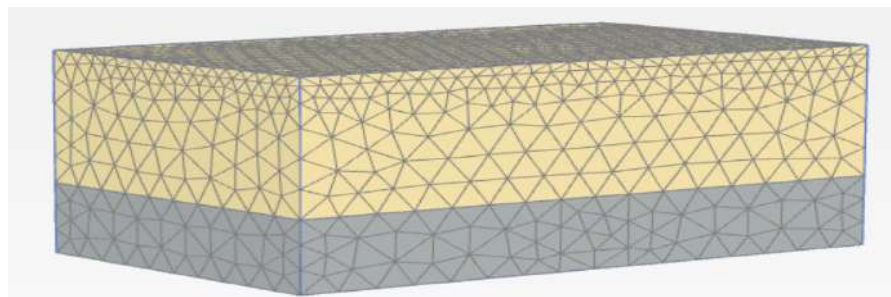


Рисунок 3.8, а - Задание начальных условий

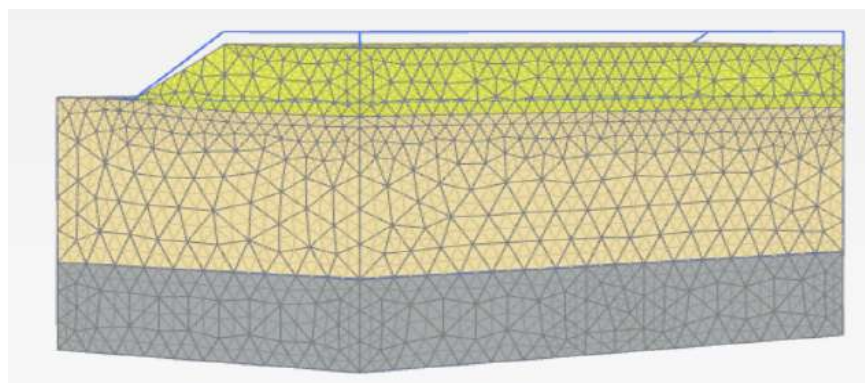


Рисунок 3.8, б - Активация геосинтетического материала и насыпи линейного сооружения

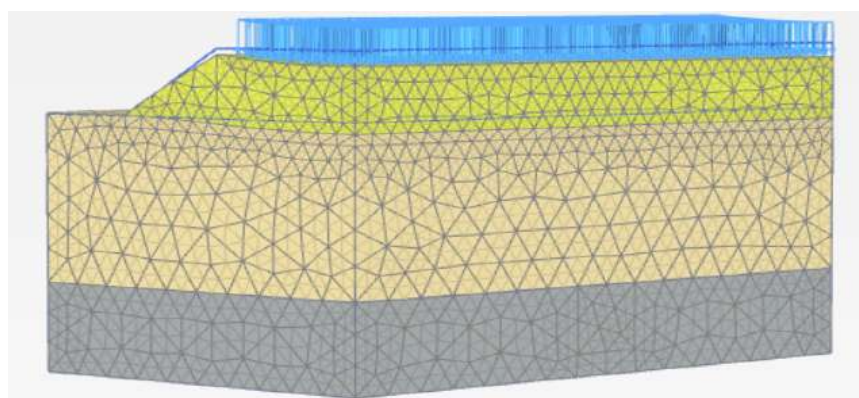


Рисунок 3.8, в - Активация нагрузки от подвижного состава

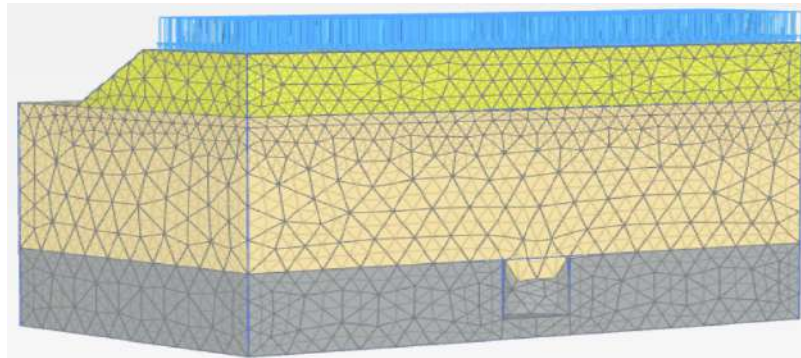


Рисунок 3.8, г - Образование и рост карстовой полости до диаметра 6 м

По результатам расчета определялись растягивающие усилия в геосинтетическом материале после образования карстовой полости заданного диаметра, осадка насыпи, а также устойчивость свода в грунтах покровной толщи.

На рисунке 3.9 представлены вертикальные перемещения грунта покровной толщи и насыпи автомобильной дороги над карстовой полостью, а на рисунке 3.10 – деформации геосинтетического материала, который воспринимает нагрузки от веса насыпи над полостью. На рисунке 3.11 показан свод в грунтах покровной толщи.

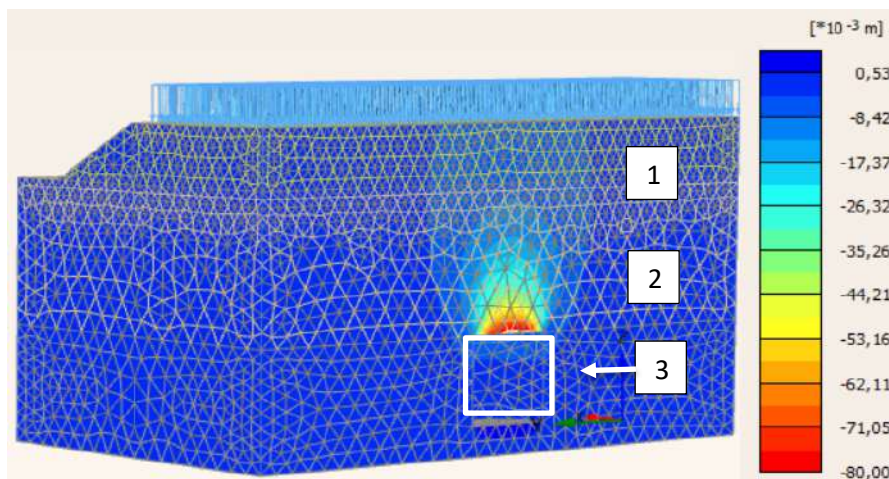


Рисунок 3.9 Вертикальные перемещения грунта покровной толщи и насыпи дороги при образовании карстовой полости, где 1 – дорожная насыпь, 2 – покровная толща, 3 – карстовая полость

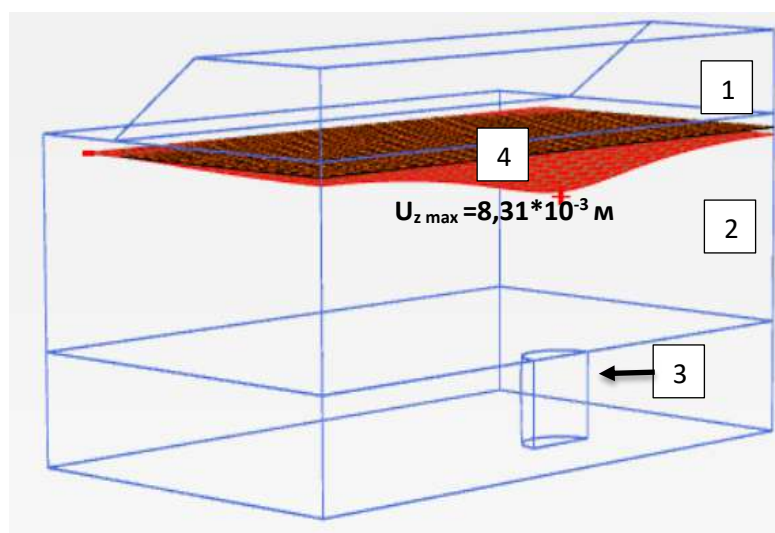


Рисунок 3.10 Деформации геосинтетического материала при образовании карстовой полости, где 1 – дорожная насыпь, 2 – покровная толща, 3 – карстовая полость, 4 – эпюра вертикальных перемещений геоматериала

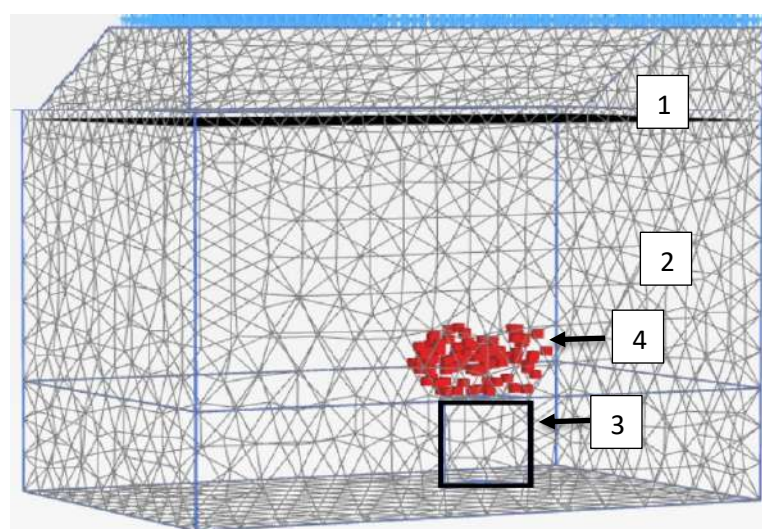


Рисунок 3.11 Образование «свода обрушения» в грунтах покровной толщи при развитии карстовой полости в карстующихся грунтах, где 1 – дорожная насыпь, 2 – покровная толща, 3 – карстовая полость, 4 – прогнозируемый свод обрушения, точки пластических деформаций

Полученные результаты по всем моделям представлены в таблице 3.6.

Таблица 3.6 – Результаты численного расчета растягивающих усилий

Высота насыпи, м	Диаметр полости, м	Растягивающие усилия при толщине покровной толщи над карстовой полостью (кН/м):			
		5м	10м	15м	20м
2	2	0,932	0,488	0,399	0,315
	4	1,231	0,502	0,393	0,303
	6	1,625	0,581	0,372	0,244
3	2	0,692	0,737	0,584	0,468
	4	0,77	0,768	0,578	0,465
	6	1,207	0,863	0,572	0,454
4	2	0,714	0,803	0,862	0,586
	4	0,834	0,837	0,849	0,568
	6	1,39	0,965	0,841	0,527
5	2	0,931	1,083	0,916	0,753
	4	1,125	1,096	0,899	0,75
	6	2,01	1,258	0,872	0,683
6	2	0,495	1,263	1,297	0,983
	4	0,513	1,297	1,285	0,965
	6	0,795	1,542	1,27	0,902

Для определения наличия связи между варьируемыми в расчете параметрами и изменением усилий в геоматериале был проведен анализ полученных данных.

Исходя из результатов полного факторного эксперимента, на изменение растягивающих усилий геосинтетического материала оказывает жёсткость геосинтетического материала, диаметр карстовой полости в карстующихся грунтах, глубина карстующихся пород и высота дорожной насыпи.

В результате регрессионного анализа установлена связь между безразмерными параметрами $\frac{N}{(EA)_{гр}}$ и $\frac{D}{H}$, где N – растягивающие усилия г.м. (кН/м), $(EA)_{гр}$ – жёсткость геосинтетического материала (кН/м), взаимодействующего с грунтом, D – диаметр карстовой полости (м), H – высота покровной толщи над карстующимися грунтами (м). Получены линейные зависимости $\frac{N}{(EA)_{гр}} = f\left(\frac{D}{H}\right)$ вида $y=ax+b$ с коэффициентом корреляции $R^2 = 0,76$ (рисунок 3.12).

Сила связи этих величин оценивалась коэффициентом корреляции. На рисунке 3.12 показаны графики зависимости, полученные в программе Microsoft Excel для каждого варианта зависимости [21, 22].

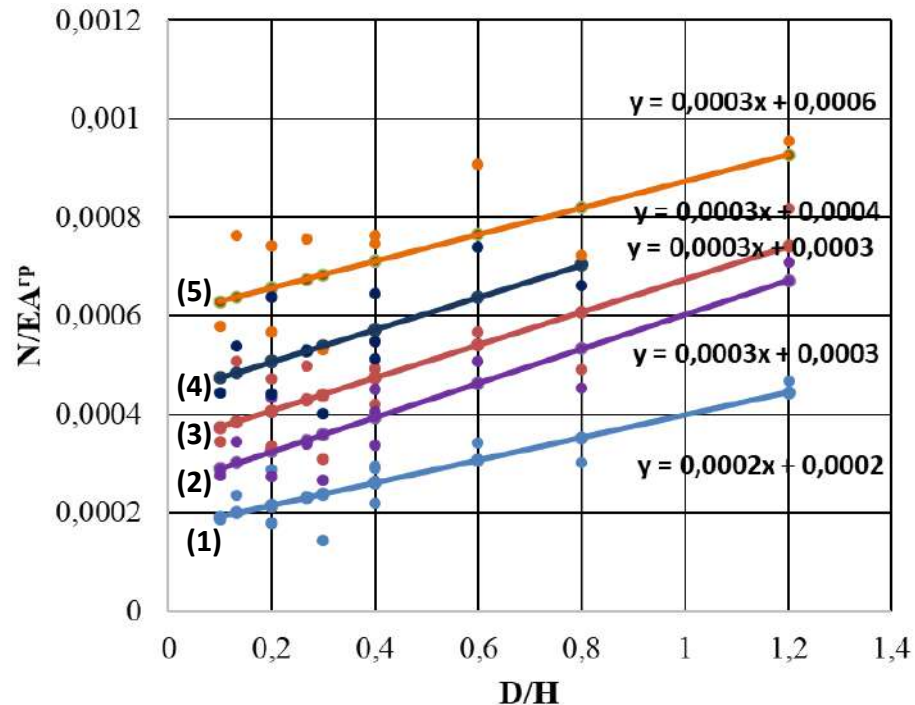


Рисунок 3.12 График зависимости усилий в геоматериале (N) от жесткости геоматериала, взаимодействующего с грунтом ($EA_{гр}$), диаметра полости D и мощности покровной толщи (H) при высоте насыпи (h): 2 м – (1), 3 м – (2), 4 м – (3), 5 м – (4), 6 м – (5)

Коэффициент «а» может быть принят постоянным и равным 0.0002, а коэффициент b непосредственно зависит от высоты автодорожной насыпи (h)

$$\frac{N}{(EA)_{гр}} = 0.0002 \frac{D}{H} + b, \quad (3.14)$$

Так как обрушение покровной толщи не происходит, геосинтетический материал воспринимает деформации совместно с грунтовым основанием насыпи, поэтому, значение параметра $(EA)_{гр}$ в соответствии с исследованием, описанным в Главе 2, принимается с учетом коэффициента, учитывающего взаимодействие геоматериала с грунтом, и принимается равным $(f_d EA)$, где EA – эксплуатационная жесткость геоматериала

$$\frac{N}{f_d EA} = (0.0002 \frac{D}{H} + b), \quad (3.15)$$

График зависимости коэффициента «b» от безразмерного параметра h_s/h с коэффициентом корреляции $R^2 = 0,87$ представлен на рисунке 3.13.

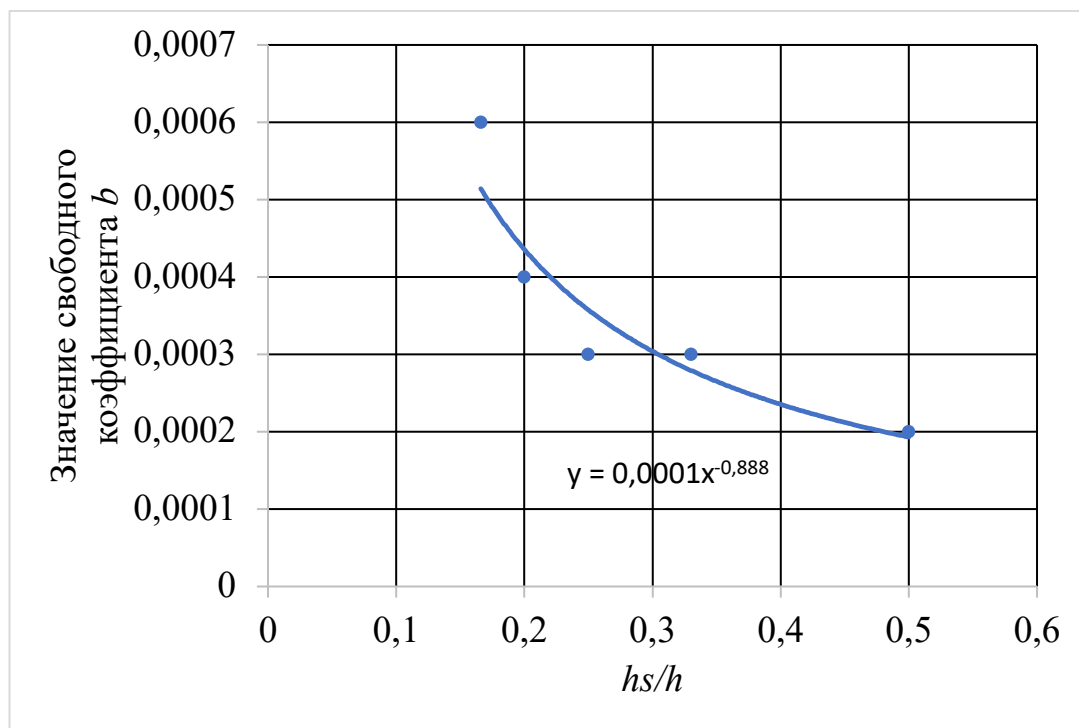


Рисунок 3.13 – График зависимости коэффициента b от h_s/h

Заменяя коэффициент b в формуле (3.14) функциональной зависимостью $b = 0,0001(h_s/h)^{-0,888}$, получим зависимость растягивающих усилий в геосинтетическом материале от диаметра полости (D) в карстующихся грунтах, мощности покровной толщи (H) и высоты дорожной насыпи (h) и эксплуатационной жесткости геоматериала EA

$$10^3 * N = f_d * EA * (0.2 * \frac{D}{H} + 0,1 * (\frac{h_s}{h})^{-0,9}), \quad (3.16)$$

Используя формулу (3.16), получим зависимость диаметра полости от усилий в геоматериале

$$D = \frac{H}{0.2} * \left(\frac{N}{f_d * EA} * 10^3 - 0,1 * \left(\frac{h_s}{h} \right)^{-0,9} \right). \quad (3.17)$$

В соответствии с законом Гука, используя формулу (3.17), получим соотношения для определения относительных деформаций геосинтетического

материала(ε)

$$\varepsilon = f_d * (0.2 * \frac{D}{H} + 0,1 * (\frac{h_s}{h})^{-0,9}) * 10^{-3}. \quad (3.18)$$

где f_d - коэффициент, учитывающий взаимодействие геоматериала с грунтом, для геоматериала типа Huesker Stablenka 400 может быть принят равным 2, для других типов геосинтетического материала он принимается на основании экспериментальных исследований (Глава 2).

При росте карстовой полости в карстующихся грунтах карстовые деформации в основании насыпи дороги реализуются по типу «проседание», которые характеризуются размером мульды проседания и осадкой в центре мульды (рисунок 3.19).

С помощью численного расчета и регрессионного анализа установлена связь между параметрами l и $\frac{H}{D}$, где l – размер мульды проседания. Получены степенная зависимость $l/D = f(\frac{H}{D})$ вида $y=ax^n$ с коэффициентом корреляции $R^2 = 0,84$ (рисунок 3.14).

$$\frac{l}{D} = 3 * (\frac{H}{D})^{0,43}, \quad (3.19)$$

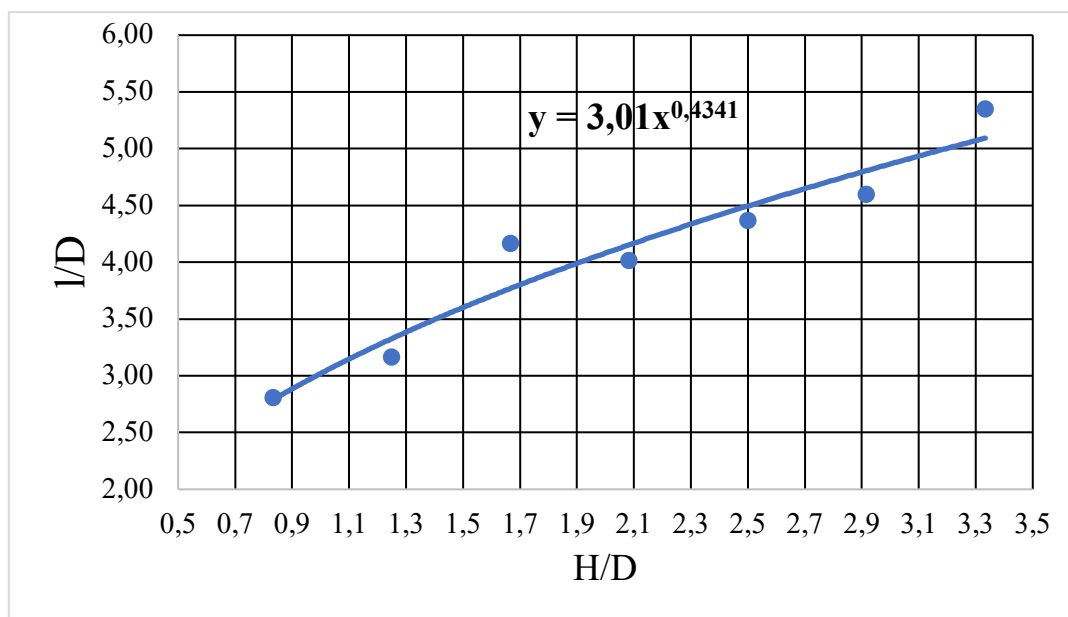


Рисунок 3.14 – Зависимость значения мульды проседания от диаметра полости и покровной толщи

Из результатов расчета, представленных в таблица 3.7, видно, что модуль деформации грунта покровной толщи не оказывает влияния на величину мульды проседания.

Таблица 3.7 – Результаты численного расчета мульды проседания

Диаметр полости, м	$E_{гр}$, кН/м ²	Мульда проседания (l) при покровной толще (Н), м						
		5	7,5	10	12,5	15	17,5	20
6	$20 * 10^3$	16,85	19	25	24,1	26,2	27,6	32,1
	$30 * 10^3$	16,83	20	22,9	25	27	28,8	30

Полученные формулы (3.16), (3.17), (3.18) позволяют определять усилия и относительные деформации геоматериала в зависимости от критической ширины(диаметра) карстовой полости в карстующихся грунтах, при которых не происходит «всплытие» полости в основание дорожной насыпи, а также тарировать датчики на геоматериале и измерительную аппаратуру системы карстологического мониторинга для установления начала процесса образования полости в карстующихся грунтах.

Полученная зависимость мульды проседания армированного основания над растущей карстовой полостью (3.19) используется в аналитическом расчете осадок дорожной насыпи (3.38).

3.1.6 Оценка влияния карстового провала в основании линейного сооружения на устойчивость откоса насыпи

При стандартном расчете эффективности противокарстовых мероприятий, карстовый провал располагается в основании насыпи автомобильной дороги под проезжей частью и определяется относительное удлинение и растягивающие усилия в геоматериале, а также деформации дорожного полотна [109, 130]. Однако, возможен неблагоприятный вариант, когда карстовый провал возникает в зоне откоса насыпи и поэтому не менее

важным расчетным критерием защиты является устойчивость насыпи после образования карстовой воронки. [20, 31]

Данный расчет не является обязательным в соответствии с действующими нормами и методиками [85], но разрушение откосов вблизи карстовых воронок встречались на объекте «Автомобильная дорога Р–240 Уфа – Оренбург км 72 (Кальчировская гора)». Визуальное обследование местности выявило наличие многочисленных карстовых воронок как слева, так и справа от полотна автодороги, как раз в месте образования обрушения откоса насыпи (рисунок 3.15).



Рисунок 3.15 - Обрушение насыпи на автомобильной дороге Р–240
Уфа – Оренбург км 72

Для оценки влияния расчетных параметров карстовых деформаций на устойчивости откоса насыпи выполнены расчеты на основе численного моделирования напряженно-деформированного состояния основания с учетом армирующей прослойки земляного полотна из геосинтетического материала и проектных нагрузок с использованием верифицированного программного комплекса PLAXIS, методика расчета аналогична расчету на деформации дорожной насыпи, лишь с тем отличием, что моделируется карстовый провал. [68, 69]

В расчетах варьировались следующие исходные данные: высоты насыпи от 4 до 6 м, диаметр карстовой полости варьируется от 1 м до 4 м, в качестве армирующего материала принят изотропный геосинтетический материал с жесткостью 60, 170, 1700, 3000 (кН/м), глубина заложения геосинтетического материала принята 1 м [47].

В соответствии с требованиями ГОСТ Р 52748-2007 при расчете устойчивости насыпи нагрузка от транспортных средств приводится к эквивалентному слою грунта земляного полотна.

Толщина эквивалентного слоя грунта $H_э$, вычисляется по формуле

$$H_э = \frac{4 * 18K}{(D + 0,2)(c + 0,8)\gamma_{гр}} , \quad (3.20)$$

Эквивалентный слой грунта располагается по всей ширине земляного полотна. Таким образом, значение эквивалентной равномерно распределенной нагрузки $P_{НК}$ составит

$$P_{НК} = \frac{4 * 18K}{(D + 0,2)(c + 0,8)} , \quad (3.21)$$

Где 18К – нормативная осевая нагрузка НК, кН. Класс нагрузки для расчета земляного полотна автомобильных дорог всех категорий принимается 8,3; d – база нормативной нагрузки НК, м; c – колея нормативной нагрузки НК, м; $\gamma_{гр}$ – удельный вес грунта, кН/м³.

$$P_{НК} = \frac{4 * 18 * 8,3}{(3,6 + 0,2)(2,7 + 0,8)} = 44,9 \text{ кПа}, \quad (3.22)$$

Поэтапный расчет выглядел следующим образом:

Этап 1. Задание начальных условий, т. е. формирование начального НДС грунтового массива (рисунок 3.16, а);

Этап 2. Активация геосинтетического материала и насыпи автомобильной дороги;

Этап 3. Активация нагрузки (рисунок 3.16, б);

Этап 4. Определение устойчивости откосов насыпи (рисунок 3.16, в);

Этап 5. Образование и ростовой воронки;

Этап 6. Определение устойчивости откосов после образования карстового провала (рисунок 3.17).

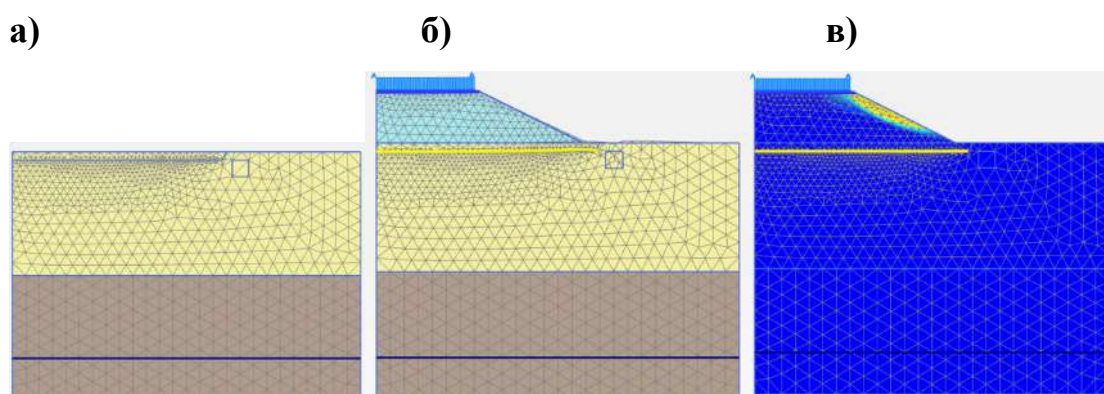


Рисунок 3.16 – Поэтапный расчет определения устойчивости откосов насыпи; а) задание начальных условий; б) активация нагрузки; в) определение устойчивости откосов насыпи

Условие достаточной устойчивости откосов насыпи при строительстве на специфических грунтах в соответствии с СП 34.13330.2021 п. 7.25 [85] определяется ограничением величины коэффициента устойчивости ($K_{уст} \geq 1.3$).

Коэффициент устойчивости откосов насыпи определяется соотношением сдвигающих и удерживающих сил по сдвиговой поверхности. По результатам численных расчетов установлено, что изменение формы сдвиговой поверхности при фиксированном диаметре провала под насыпью зависит от местоположения провала. Наиболее существенное снижение устойчивости (по сравнению с расчетами до образования провала) наблюдается для провала под откосом (рисунок 3.17).

Для подбора жесткости геосинтетического материала использована методика, описанная в параграфе 4.2 данной работы. Результаты расчета устойчивости откоса насыпи автомобильной дороги, основание которой усилено геосинтетическим материалом, при образовании карстового провала в основании насыпи размером 1-2м приведены в таблице 3.8.

Таблица 3.8 – Значения коэффициента устойчивости насыпи

Высота насыпи, м	Диаметр провала, м	Жесткость геосинтетического материала кН/м	Коэффициент уст. насыпи	Коэффициент устойчивости (провал под откосом)	Коэффициент устойчивости (провал в осн. откоса)	Коэффициент устойчивости (провал за осн. откоса)
4	1	60	1,31	1,28	1,29	1,3
	2	170		1,2	1,3	1,3
5	1	60	1,3	1,27	1,28	1,3
	2	170		1,22	1,25	1,29
6	1	60	1,35	1,29	1,32	1,35
	2	160		1,09	1,33	1,32

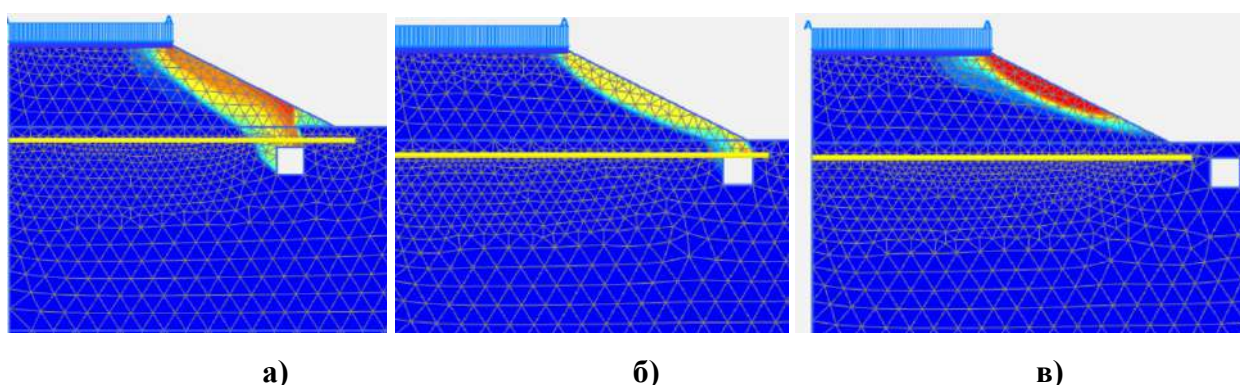


Рисунок 3.17 - Поверхности скольжения при образовании карстового провала; а) провал под откосом; в) провал в основании откоса; в) провал за основанием откоса.

Прошлые исследования показывают, что увеличение жесткости геоматериала существенно снижает карстовые деформации [30, 50 – 55]. Для определения влияния жесткости геоматериала при фиксированном диаметре карстового провала и высоте насыпи на устойчивость откоса, выполнен численный расчет пространственной модели насыпи автомобильной дороги при образовании карстового провала.

Поэтапный расчет выглядел следующим образом:

Этап 1. Формирование начального НДС грунтового массива (рисунок 3.17, а).

Этап 2. Активация геосинтетического материала, насыпи автомобильной дороги, нагрузки от подвижного состава (рисунок 3.18, б).

Этап 4. Определение устойчивости откосов насыпи (рисунок 3.18, в).

Этап 5. Образование и рост карстовой воронки (рисунок 3.18, г).

Этап 6. Определение устойчивости откосов после образования карстового провала.

Этап 7. Увеличение жесткости геосинтетического материала.

Этап 8. Определение устойчивости откосов с более прочным геосинтетическим материалом.

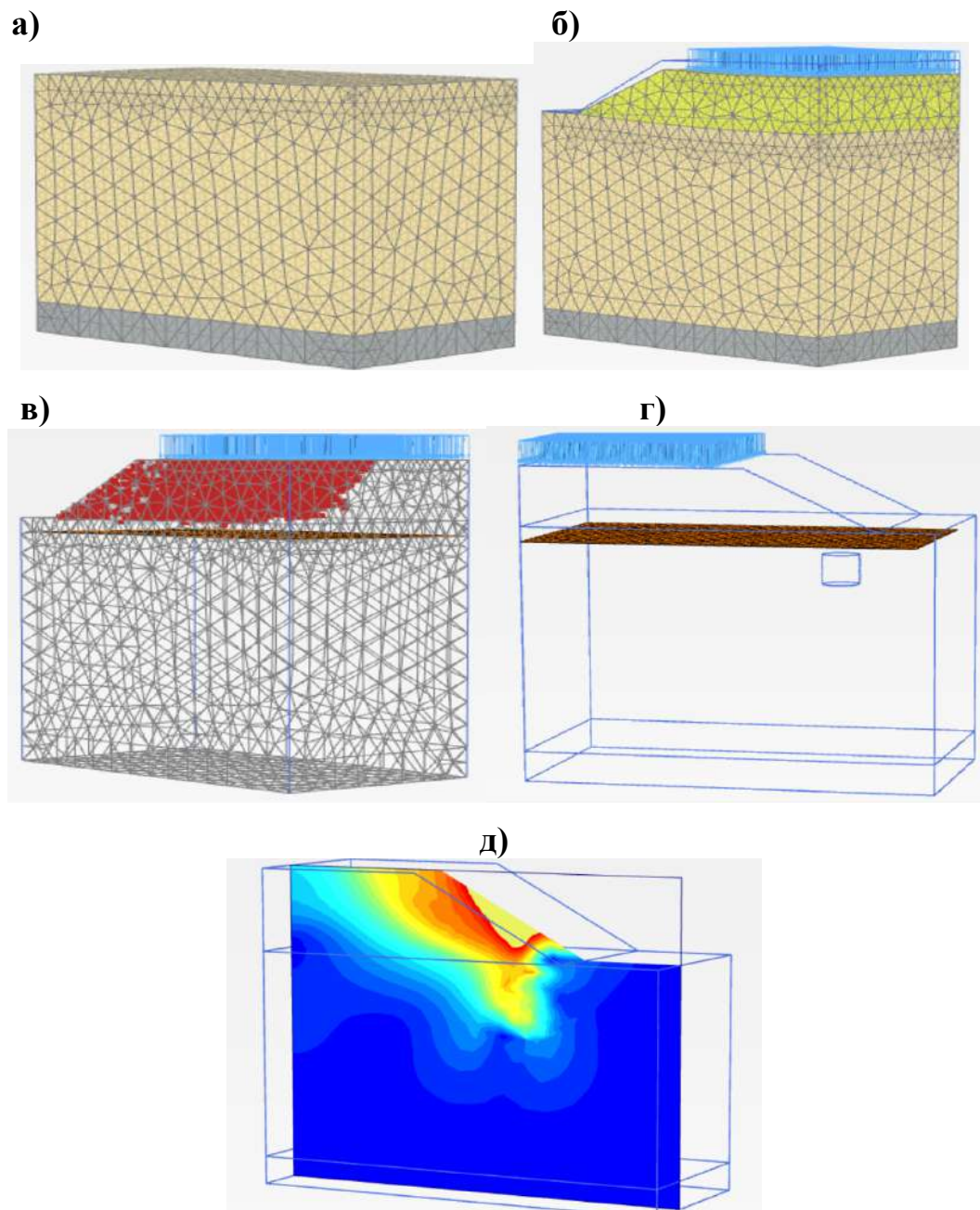


Рисунок 3.18 – Определение влияния прочности геосинтетического материала на устойчивость откосов насыпи

В численном 3D расчете используется два вида армирующих материалов, жесткостью 1700 кН/м и 3000 кН/м, результаты расчета представлены в таблице 3.9.

Таблица 3.9 – Значения коэффициента устойчивости насыпи

Высота насыпи, м	Диаметр провала, м	Жесткость геоматериала	Коэффициент уст. насыпи	Коэффициент устойчивости (провал под откосом)
2	2	1700	1,41	1,405
		3000		1,41
	3	1700		1,373
		3000		1,372
4	2	1700	1,31	1,296
		3000		1,294
	4	1700		1,081
		3000		1,091
6	2	1700	1,36	1,357
		3000		1,358
	4	1700		1,064
		3000		1,052

Анализ результатов, представленных в таблице 3.8 и таблице 3.9, показывают, что при подборе геосинтетического материала только в соответствии с требованиями расчета по деформациям требование устойчивости насыпи не соблюдается, а также увеличение прочности геоматериала не оказывает значительного влияния на устойчивость откосов, что может спровоцировать оползание грунта. Поэтому при проектировании дорог на закарстованной территории необходимо выполнение расчетов не только деформаций основания насыпи и дорожного покрытия, но и устойчивости откосов дорожной насыпи, а также совместно с материалами, армирующими основание автомобильной дороги необходимо применение дополнительных противокарстовых мероприятий.

3.2 Теоретические исследования

С целью оценки минимально необходимой зоны армирования основания насыпи как меры противокарстовой защиты, при условии устойчивости откосов дорожной насыпи, решена задача определения осадки дорожной насыпи на основании, армированном геосинтетическим материалом, над карстовой полостью в карстующихся грунтах в зависимости от расстояния до кровли карстующихся грунтов (H), диаметра полости (D) и мульды проседания (l). Расчетная схема на рисунке 3.19.

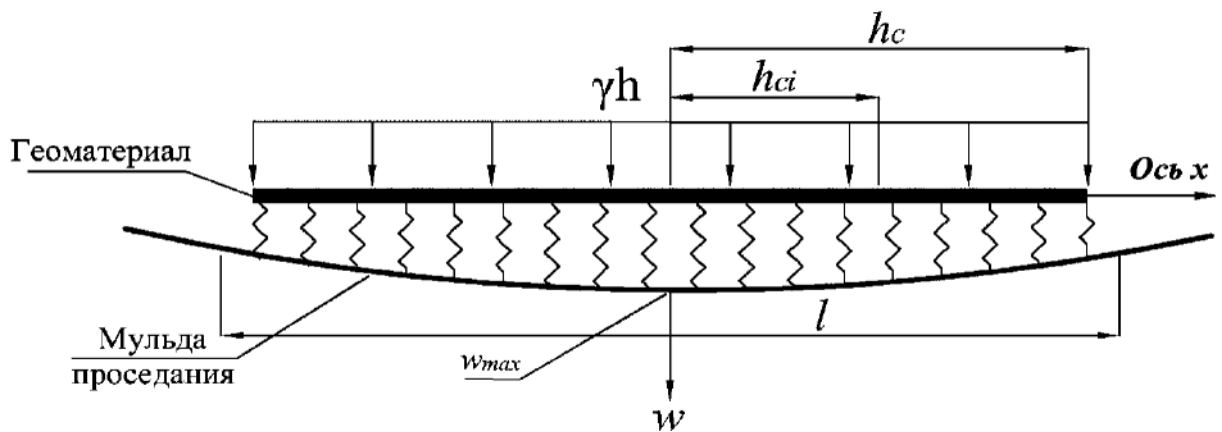


Рисунок 3.19 – Расчетная схема

В методике приняты следующие допущения:

Расчет выполнен по аналогии с балкой на упругом основании, решается контактная задача, коэффициент постели основания - k_2 . Дополнительные деформации основания дорожной насыпи от образования карстовой полости в карстующихся грунтах реализуются как мульда проседания. В центре мульды осадка - максимальная, на краях мульды осадка равна нулю. Максимальная осадка дорожной насыпи равна максимальной осадке в центре мульды [130].

Определим осадку дорожного полотна при образовании мульды проседания в основании насыпи, в уровне геосинтетика. Образование мульды проседания вызвано ростом полости в карстующихся грунтах. Радиус мульды ($l/2$) определен по результатам численных расчетов в зависимости от

расстояния до кровли карстующихся грунтов и диаметра полости, образование которой возможно за нормативный срок эксплуатации дороги (3.13). В центре мульды (рисунок 3.20, $x=0$) осадка-максимальная, на краях мульды ($x=l/2$) она равна нулю.

Насыпь, армированная геосинтетиком, схематично может быть представлена как гибкая балка Эйлера-Бернулли на податливом основании (рисунок 3.19), а осадка балки может быть определена по результатам решения уравнения [117-119, 122, 123]

$$E_2 I_2 \frac{d^4 w_2(x)}{dx^4} = \gamma h - k_2 w_2(x), \quad (3.23)$$

где, γ и h объемный вес и высота дорожной насыпи; $E_2 I_2$ - изгибная жесткость балки [117-119, 122, 123],

$$E_2 I_2 = \frac{h_c^3}{3} E_c + \sum_{i=1}^n E_g h_{g,i}^2, \quad (3.24)$$

E_c - модуль деформации грунта насыпи; E_g - условный модуль деформации геосинтетика на растяжение; h_c - расстояние от края геосинтетика до центральной линии схемы; $h_{g,i}$ - расстояние от i -ого элемента до центральной линии схемы.

В результате решения уравнения получим:

$$w_2 = c_1 e^{\beta_7 x} \cos \beta_7 x + c_2 e^{\beta_7 x} \sin \beta_7 x + c_3 e^{-\beta_7 x} \cos \beta_7 x + c_4 e^{-\beta_7 x} \sin \beta_7 x + \frac{\gamma h}{k_2}, \quad (3.25)$$

$$\beta_7 = \sqrt[4]{\frac{k_2}{4E_2 I_2}}, \quad (3.26)$$

k_2 – коэффициент жесткости основания дорожной насыпи.

Максимальная осадка условной балки – в центре мульды проседания ($x=0$). При $x=0$ уравнение (3.26) примет вид:

$$w_2 = c_1 e^{\beta_7 x} \cos \beta_7 x + c_3 e^{-\beta_7 x} \cos \beta_7 x + \frac{\gamma h}{k_2}, \quad (3.27)$$

Для определения постоянных интегрирования C запишем граничное условие при $X=0$, угол поворота θ_j равен нулю.

$$\theta_j = \frac{dw_j}{dx} = 0, \quad (3.28)$$

$$\begin{aligned} \frac{dw_j}{dx} = & -c_1 e^{\beta_7 x} \sin \beta_7 x + c_1 e^{\beta_7 x} \cos \beta_7 x + c_3 e^{-\beta_7 x} \cos \beta_7 x - \\ & - c_3 e^{-\beta_7 x} \sin \beta_7 x, \end{aligned} \quad (3.29)$$

При $X=0$ уравнение (3.29) можно представить как:

$$c_1 + c_3 = 0, \quad (3.30)$$

Подставив (3.30) в уравнение (3.27), при $X=0$ определим максимальную осадку условной балки, моделирующей армированное основание насыпи,

$$w_2 = \frac{\gamma h}{k_2}, \quad (3.31)$$

Для определения коэффициента жесткости основания k_2 в условиях формирования мульды проседания от роста полости в карстующихся грунтах до критических размеров определим осадку свободно опертой балки изгибной жесткостью $E_2 I_2$, пролетом l , нагруженную равномерно распределенной нагрузкой γh , в центре пролета, т.е. при $x=0$ (рисунок 3.20). Величина пролета l принимается равной диаметру мульды проседания.

$$S = \frac{5\gamma h l^4}{384 E_2 I_2}, \quad (3.32)$$

Приравнявая осадки, определенные по формулам (3.31) и (3.32) выполняя алгебраические преобразования, получено решение для определения k_2 (3.33) и максимальной осадки дорожной насыпи над мульдой проседания размером l (3.34).

$$k_2 = \frac{384 E_2 I_2}{5 l^4}, \quad (3.33)$$

$$w_2 = \frac{\gamma h 5 l^4}{384 E_2 I_2}, \quad (3.34)$$

Формула (3.34) получена при применении решений теории упругости для свободно опертой балки, что соответствует цилиндрическому изгибу армированного основания над мульдой проседания. Однако изгиб армированного основания над мульдой проседания больше соответствует

поперечному изгибу пластины. Максимальная осадка в центре пластины определяется по формуле [92].

$$w_{2n} = \frac{\gamma h 48 l^4}{\pi^6 E_c h_n^3}, \quad (3.35)$$

где, h_n^3 - толщина условной плиты, определяемая как,

$$h_n^3 = \frac{12 h_c^3}{3} \quad (3.36)$$

Определим поправочный коэффициент К (3.37) к формуле определения осадок (3.34), учитывающий пространственную схему работы армированного основания, и максимальную осадку дорожной насыпи над мульдой проседания ($X=0$) w (3.38).

$$K = \frac{w_2}{w_{2n}} = 3,12 \quad (3.37)$$

$$w = \frac{\gamma h 5 l^4}{384 K E_2 I_2}, \quad (3.38)$$

Изгибная жесткость основания, армированного геосинтетиком, зависит от 2-х параметров: модуля деформации грунта основания и ширины армированного основания. При условии ширины армированного основания, равном размеру мульды проседания, осадка дорожной насыпи над растущей карстовой полостью зависит только от размера мульды проседания и высоты дорожной насыпи.

На рисунке 3.20 представлены результаты расчета осадок при изменении размера мульды проседания и высоты дорожной насыпи при условии ширины армированного основания, равной размеру мульды, с характеристиками грунта $\gamma = 16,4 \text{ кН/м}^3$ и $E_{гр} = 28\,000 \text{ кН/м}^2$. Анализ графика показывает, что с ростом размеров мульды проседания и высоты насыпи осадка растет, что подтверждается и результатами численных исследований.

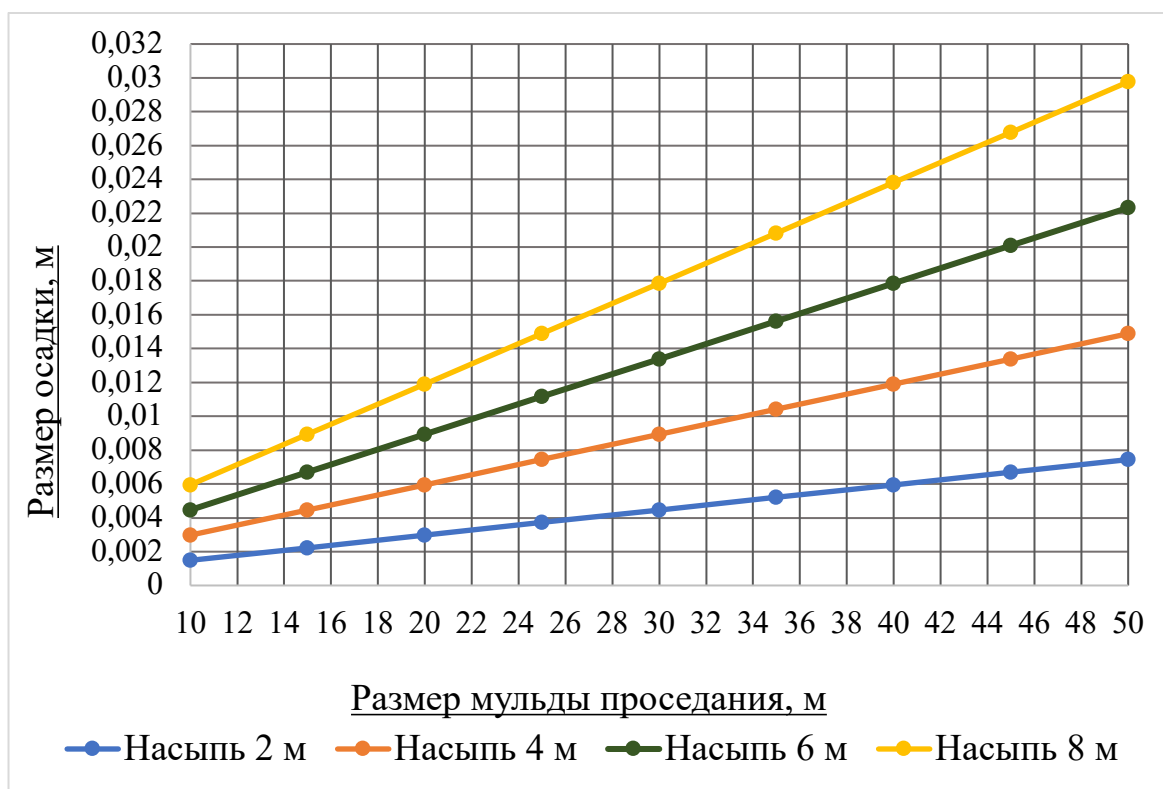


Рисунок 3.20 – Расчет осадки насыпи

Для оценки точности определения максимальной осадки дорожной насыпи над мульдой проседания по формуле (3.38) выполним сопоставление результатов вычисления с численным 3D расчетом (таблица 3.10). Результаты показали высокую степень сходимости.

Таблица 3.10 – Сравнение результатов расчета осадки насыпи

Исходные данные					
Объемный вес, γ	Высота насыпи, h	Высота покровной толщи, Н	Мульда проседания, l	Модуль деформации, $E_{гр}$	Изгибная жесткость основания, $E_2 I_2$
20	6	8,3	20	28000	$933 \cdot 10^4$
Результат расчета осадки дорожной насыпи, м					
Расчет по аналогии с балкой на упругом основании			Plaxis 3D		
$8,92 \cdot 10^{-3}$			$9,11 \cdot 10^{-3}$		

Если ширина армированного основания меньше прогнозируемых размеров мульды проседания, осадка увеличивается. Например, при размере

мульды 20м, а ширине армированного основания 10м осадка увеличивается до 10 раз по сравнению с осадкой при условии ширины армированного основания, равной размеру мульды.

Выводы по главе 3

1 По результатам сопоставления результатов численного моделирования взаимодействия геосинтетика с грунтовым массивом с результатами лабораторного эксперимента выполнена верификация расчетной модели, сформулированы основные требования к моделированию основания и дорожной насыпи при образовании карстовой полости в карстующихся грунтах и разработана методика проведения численного исследования.

2 По результатам анализа проектных решений подготовлены исходные данные для численных расчетов (геометрические размеры дорожной насыпи, инженерно-геологические условия, нагрузки, характеристики геосинтетика).

3 В связи с тем, что значительный рост полости в карстующихся породах возможен только при перекрытии карстующихся грунтов глинами, численные расчеты выполняются при условии покровной толщи из глинистых грунтов.

4 В процессе выполнения расчетов контролируется рост «свода обрушения» над карстовой полостью. Расчеты выполняются только при условии «устойчивых сводов», т.е. «всплытие» карстовой полости не происходит. В результате расчетов определяются растягивающие усилия в геосинтетике.

5 По результатам полнофакторного эксперимента установлено, что на величину растягивающих усилий в геоматериале наибольшее влияние оказывает жесткость геосинтетического материала, горизонтальный размер карстовой полости в карстующихся грунтах, высота дорожной насыпи, мощность покровной толщи над карстующимися грунтами.

6 По результатам численных исследований в пространственной постановке:

- разработаны аналитические решения для определения усилий и деформаций в геосинтетическом материале в зависимости от диаметра карстовой полости в карстующихся грунтах, мощности покровной толщи над карстующимися грунтами, высоты дорожной насыпи, жесткости геоматериала;

- установлено, что укладка геосинтетического материала в основании насыпи не исключает потерю устойчивости насыпи при образовании провала под откосом;

- сформулированы требования для расчета устойчивости откосов при образовании карстового провала.

7 По результатам теоретических исследований получено решение для определения осадки дорожной насыпи на основании, армированном геосинтетиком, над карстовой полостью в карстующихся грунтах в зависимости от расстояния до кровли карстующихся грунтов, диаметра полости и ширины зоны армирования.

8 Полученные аналитические решения (на основании численных исследований) позволяют определять усилия и относительные деформации геоматериала в зависимости от критической ширины(диаметра) карстовой полости в карстующихся грунтах, при которых не происходит «всплытие» полости в основание дорожной насыпи, а также тарировать датчики на геоматериале и измерительную аппаратуру системы карстологического мониторинга для установления начала процесса образования полости в карстующихся грунтах.

9 Теоретическое решение для определения осадки дорожной насыпи на основании, армированном геосинтетиком, позволит подтвердить требуемую ширину армирования основания геоматериалом в зависимости от допускаемой максимальной осадки дорожного полотна.

4 ПРЕДЛОЖЕНИЯ ПО РАСЧЕТУ ПРОТИВОКАРСТОВОЙ ЗАЩИТЫ ЛИНЕЙНОГО СООРУЖЕНИЯ

4.1 Предложения по проектированию противокарстовой защиты дорожной насыпи

Предложения по проектированию противокарстовой защиты линейного сооружения с использованием геосинтетических материалов отличается от традиционных, предлагаемых нормами, по следующим основным вопросам проектирования:

- выбор метода противокарстовой защиты определяется в зависимости от наличия карстовой полости в карстующихся грунтах (на момент проектирования) и, если она и не обнаружена, то определяющим фактором является время развития полости до критических размеров (предшествующих началу разрушения свода над полостью), определяемое известными в геотехнике методами [77, 81];

- если полость уже образовалась (на момент проектирования) или время развития полости до критических размеров меньше нормативного срока эксплуатации, основными методами противокарстовой защиты являются: заполнение (тампонаж) карстовых полостей, закрепление закарстованных пород и (или) вышележащих грунтов и т. д., предусмотренные нормами на проектирование [89];

- если время развития полости до критических размеров больше нормативного срока эксплуатации линейного сооружения, а карстующиеся грунты перекрыты покровной толщей из глинистых грунтов, выполняется следующее: аналитический расчет на образование карстового провала диаметром, прогнозируемым в отчете ИГИ, в основании насыпи линейного сооружения с использованием методов расчета описанных в Главе 1.2 и подбор геосинтетического материала необходимой прочности; расчет

критического размера полости в карстующихся грунтах, при котором полость не «всплывает» в основание насыпи; поверочный расчет подобранного геоматериала на образование полости критического размера в карстующихся грунтах с использованием формул (3.16) и (3.18) и при необходимости подбор геосинтетического материала большей прочности; расчет осадок насыпи (3.38) и определение ширины зоны укладки геоматериала из условия не превышения расчетной осадки, допускаемой для данного линейного сооружения;

– после подбора геосинтетического материала в соответствии с требованиями расчета по деформациям, необходимо проверить требование устойчивости откосов насыпи, при необходимости назначить дополнительные противокарстовые мероприятия.

4.2 Применение предложенной методики при проектировании противокарстовой защиты для трассы М-12 «Москва – Нижний Новгород – Казань»

Исходные данные

В параграфе 3.1.3 описаны геометрические характеристики насыпи, а также приведен анализ карстоопасных участков автомобильной дороги Москва - Нижний Новгород – Казань, 6 этап км 454 – км 586.

На данном участке выполнено инженерно-карстологическое районирование исследуемой территории и выделены наиболее опасные участки, которые представлены в таблице 4.1.

На участке ПК4598+14-ПК4659+80 карстовая полость перекрыта песком, предложенная методика на данные геологические условия не распространяется. Для участков №2 и №3 выполним расчет для подбора прочности геосинтетического материала используя аналитическую методику BS8006 описанную в Главе 1.2.1 [68, 109].

Таблица 4.1 – Карстоопасные участки

№	ПК	Прогнозируемый диаметр карстового провала, м	Глубина заложения карстового слоя, м
1	ПК4567+60-ПК4598+50	5	32
2	ПК4598+14-ПК4659+80	3,9	15,9
3	ПК5139+35-ПК5167+30	1,8	25,9

Относительное удлинение геосинтетического материала определяются по формуле (1.1), растягивающие усилие в геосинтетическом материале по формуле (1.2).

В соответствие с ГОСТ Р 50597-2017 [12], значения допустимых показателей продольной ровности покрытия при измерении просвета под трехметровой рейкой должны иметь значения, не более 0,02м, а площадь просадки не должна превышать 0,06 м², поэтому значения d_s и D_s принимаем равными $d_s = 0,02(\text{м})$, а $D_s = 5(\text{м})$.

Угол внутреннего трения принимается равный $\varphi = 25^\circ$.

Грунт насыпи – песок строительный сухой-уплотненный, его удельный вес $\gamma = 16.8 \text{ кН/м}^3$.

В соответствие с BS8006-1:2010 [109] коэффициент, учитывающий предполагаемую форму провала для плоской задачи, равен $\lambda = 1$.

В соответствие с ОДМ 218.2.027-2012 [65] коэффициенты запаса, равны $f_{fs} = 1,2 / f_q = 1,2$.

Согласно ГОСТ Р 52748-2007 [13], нормативная нагрузка АК от автотранспортных средств на автомобильных дорогах общего пользования представлена на рисунке 4.1.

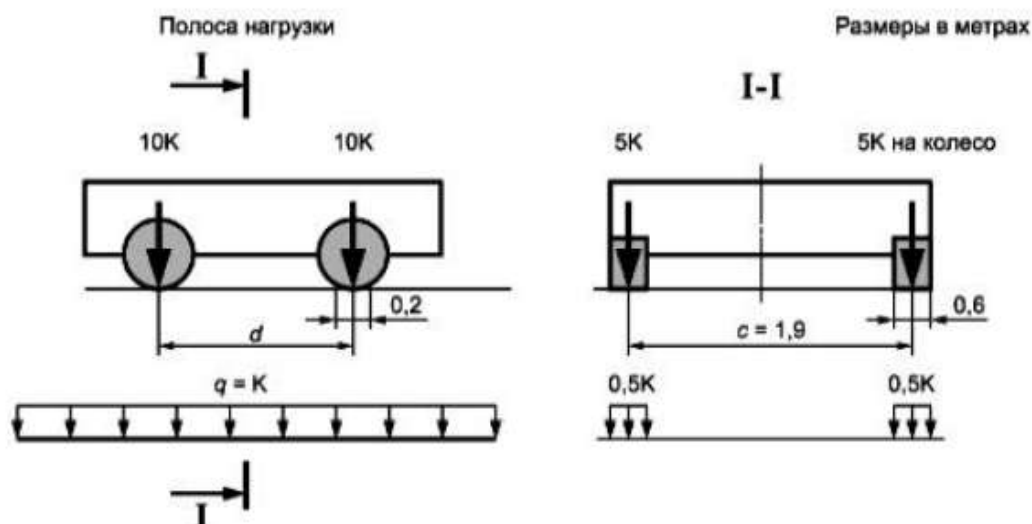


Рисунок 4.1 – Схема нормативной нагрузки для расчета дорожной одежды, земляного полотна [13], где d - база для нагрузки АК, равна 2,5 (м); c - ширина колеи нагрузки, (м); q - равномерно распределенная нагрузка вдоль дороги, (кН/м);

Нормативная нагрузка АК включает в себя одну двуосную тележку с нагрузкой на ось, равной 10К (кН) и равномерно распределенную вдоль дороги нагрузку интенсивностью К (кН/м). Класс нагрузки К следует принимать равным для:

- автомобильных дорог категорий IA, IB, IB, II - 11,5;
- автомобильных дорог категорий III и IV - 10;
- автомобильных дорог категории V – 6.

Рассматриваемый участок движения относится к категории IA, поэтому эквивалентная поверхностная нагрузка на армирующий слой, равна $w_s = 11,5$ кН/м.

Расчет на образование карстовых деформаций по типу «провал». Подбор типа геосинтетического материала.

Для дальнейшего удобства использования методики расчета при проектировании противокарстовой защиты автодорожной насыпи, выполним графическую интерпретацию расчета и построим аналитические графики зависимости растягивающего усилия в геосинтетическом материале от высоты

насыпи (h) и диаметра карстового провала (D) в программном комплексе MathCad 15. (рисунок 4.2 и рисунок 4.3) с использованием методики описанной в BS8006-1:2010 [18].

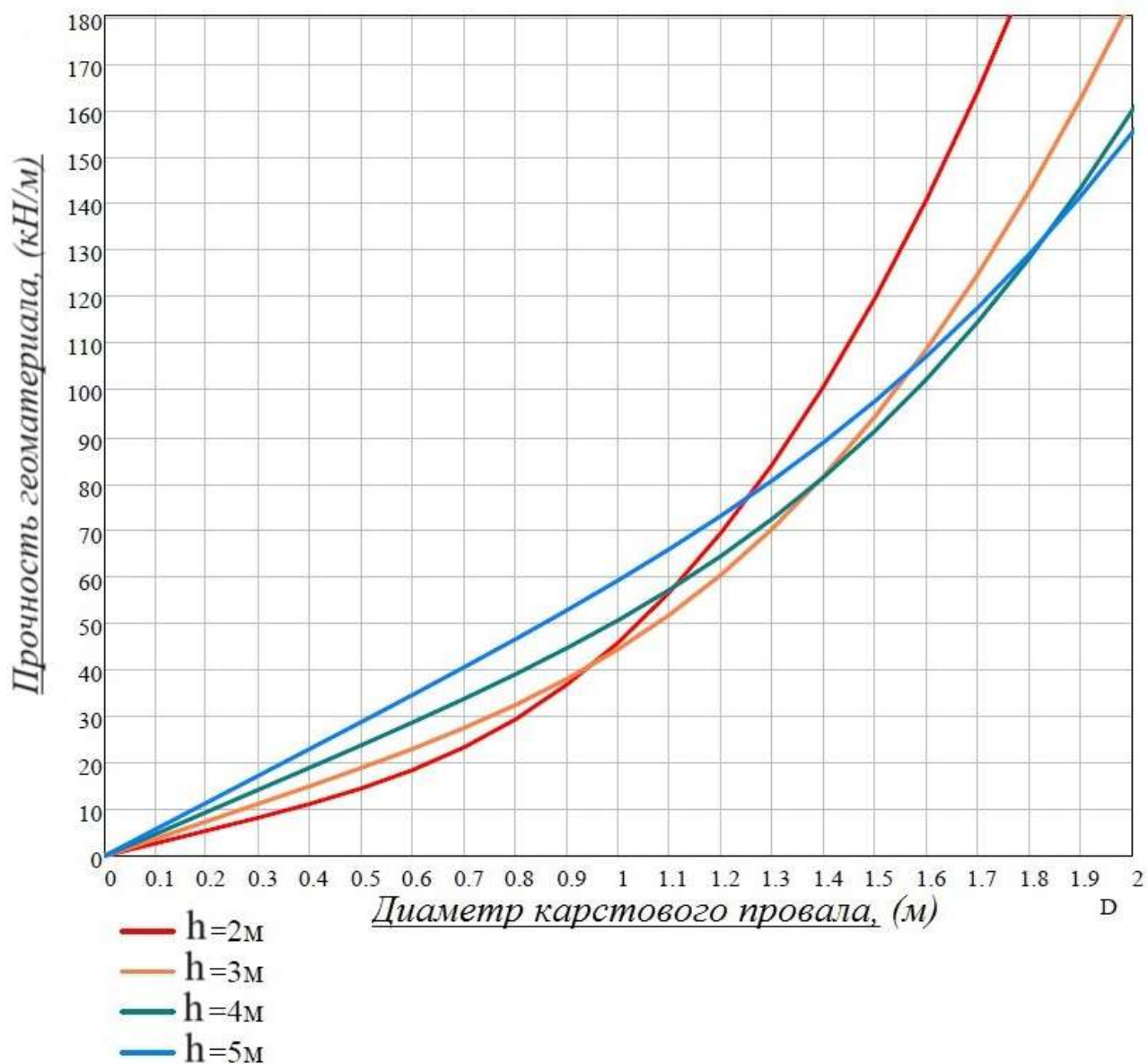


Рисунок 4.2 – Аналитический график зависимости растягивающего усилия в геосинтетическом материале от высоты насыпи (h) и диаметра карстового провала ($0 \leq D \leq 2$).

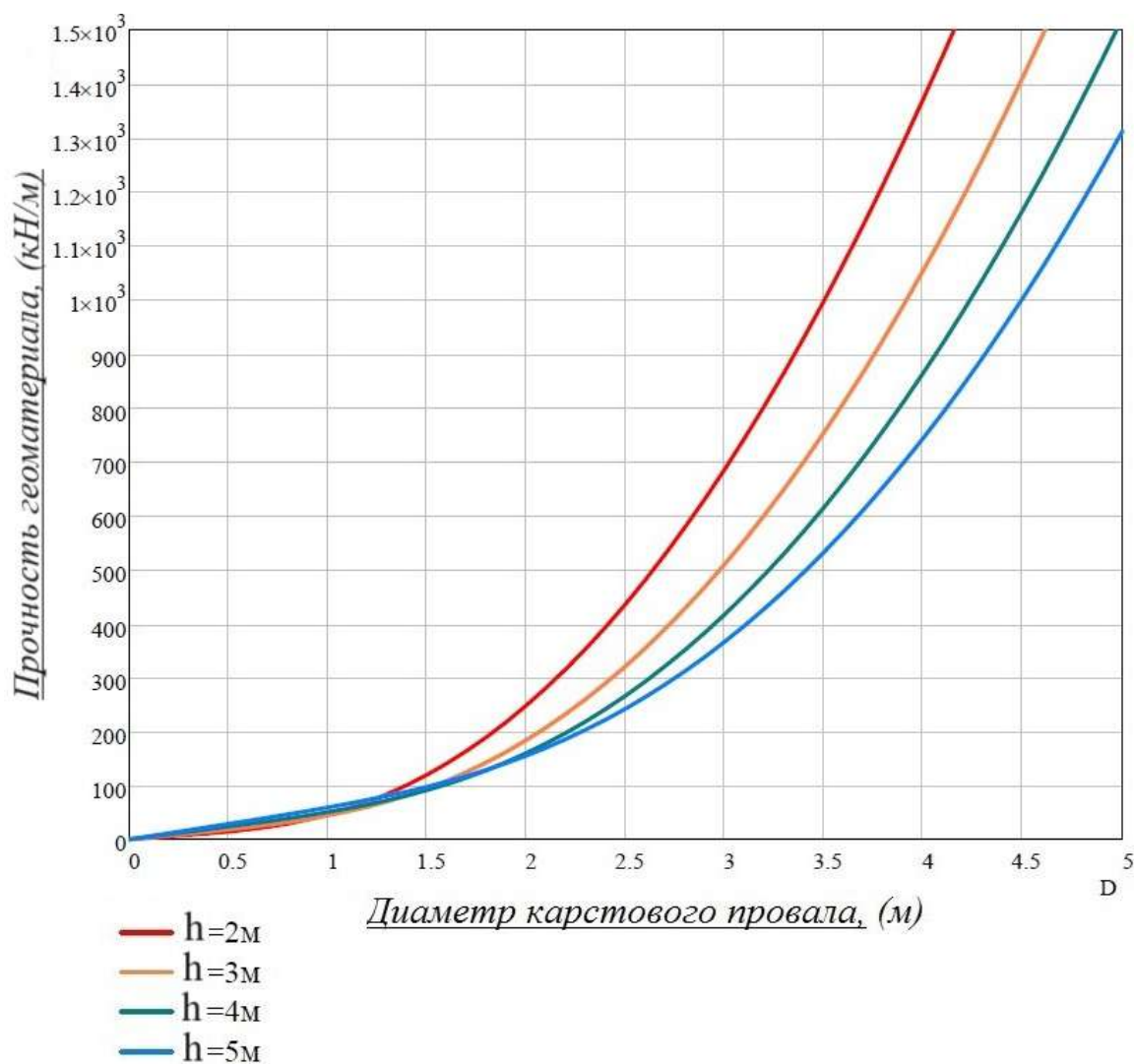


Рисунок 4.3 – Аналитический график зависимости растягивающего усилия в геосинтетическом материале от высоты насыпи (h) и диаметра карстового провала ($0 \leq D \leq 4.5$).

Результаты расчета прочности геоматериала для участков №2 и №3, представлены в таблице 4.2

Таблица 4.2 – Расчетная прочность геосинтетического материала

Участок		Диаметр карстового провала (D), м	Высота автодорожной насыпи (h), м	Прочность геоматериала (N), кН/м
№1	ПК4567+60-ПК4598+50	5	5	1310
№2	ПК5139+35-ПК5167+30	1,8	5	130

Используем практическое предложение для выбора геоматериала представленное в параграфе 4.3 и назначим для участка №1 георешетку MACCAFERRI ПараЛинк прочностью 1350 кН/м, а для участка №2 георешетку MACCAFERRI ПараГрид прочностью 200 кН/м [132].

Определение критического размера карстовой полости в карстующихся грунтах

Критический размер карстовой полости в карстующихся грунтах определим на основе численного моделирования напряженно-деформированного состояния основания с учетом армирующей прослойки земляного полотна из геосинтетического материала, характеристик грунтов покровной толщи и проектных нагрузок от подвижного транспорта в осесимметричной модели с использованием верифицированных программных комплексов PLAXIS 2D.

Характеристики грунтов покровной толщи представленный в таблице 4.3, геологический разрез в Приложении А.

Таблица 4.3 – Характеристики грунтов покровной толщи

№ п/п	Литология	Плотность Грунта	Коэффициент пористости	Модуль деформации	Угол внутреннего трения	Удельное сцепление
		ρ	e	E	ϕ	c
		г/см ³	д.е.	МПа	°	кПа
1	Суглинок полутвердый	1,94	0,722	15,5	22,5	25
2	Суглинок мягкопластичный	1,95	0,725	14,2	19,1	22,3
3	Песок мелкий	1,96	0,619	30,8	33,3	1,7
4	Песок средней крупности	1,96	0,577	42,5	36,7	1,0
5	Песок гравелистый	2,04	0,504	40,0	40,0	1,0
6	Песок крупный	1,97	0,489	41,0	36,3	1,1
7	Суглинок полутвердый	2	0,698	22,1	21,8	31
8	Глина твердая	2,01	0,687	30,6	17	58,4
9	Суглинок (доломитовая мука)	1,99	0,685	31	28	16

Поэтапный расчет выглядел следующим образом:

Этап 1. Задание начальных условий, формирование начального НДС грунтового массива (рисунок 4.4, а).

Этап 2. Активация геосинтетического материала и насыпи автомобильной дороги, нагрузки от подвижного состава (рисунок 4.4, б).

Этап 3. Выполняется поэтапный рост размеров карстовой полости в карстующихся грунтах, в процессе выполнения расчетов контролируется рост «свода обрушения» над карстовой полостью. Расчеты выполняются только при условии «устойчивых сводов», т.е. «всплытие» карстовой полости не происходит (рисунок 4.4, в).

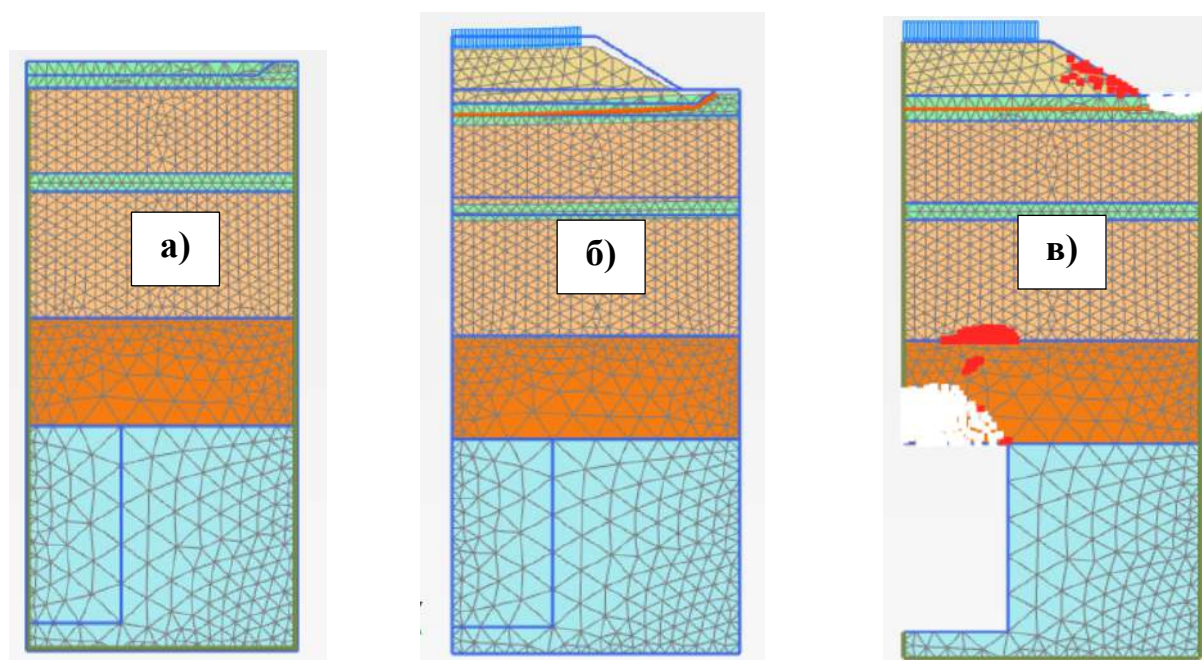


Рисунок 4.4 – Определение критического размера карстовой полости в осесимметричной модели

Результаты моделирования карстовой полости при условии «устойчивых сводов» для участков №2 и №3, представлены в таблице 4.4.

Таблица 4.4 – Максимальный диаметр карстовой полости при условии «устойчивых сводов»

Участок	Максимально возможный размер карстовой полости (D_{max}), м
ПК4567+60-ПК4598+50	8
ПК5139+35-ПК5167+30	14

Время достижения критических размеров карстовой полости

Время достижения критических размеров карстовой полости назначается с учетом времени растворения в процессе эксплуатации сооружения карстующейся породы по формуле, в соответствии с формулой (3.13) получим

$$T = \frac{D_{max} - D_0}{V}, \quad (4.1)$$

где D_0 – начальный размер карстовой полости, пустоты, трещины, м, определяемый по результатам бурения и данным геофизических исследований, в данном случае принимается 1 м; V – максимальная среднегодовая скорость роста полости (растворения) карстующихся пород, м/год, определяемая с учетом инженерно-геологических изысканий (п. 6.12.7 СП 22.13330 [1]);

Результаты расчета представлены в таблице 4.5.

Таблица 4.5 – Время достижения критических размеров карстовой полости

Участок	Скорость растворения карстовых пород (V), м/год	Время достижения критических размеров карстовой полости (T), год
ПК4567+60-ПК4598+50	0,05	140
ПК5139+35-ПК5167+30	0,05	260

Поверочный расчет геосинтетики

Выполним расчет осадки дорожной насыпи армированной геосинтетическим материалом над карстовой полостью критического размера в карстующихся грунтах. Расчет осадки выполняется по формуле (3.38), расчет мульды проседания по формуле (3.19), изгибную жёсткость определим по формуле (3.24), результаты расчета представлены в таблице 4.6.

Таблица 4.6 – Расчет осадки дорожной насыпи

Участок	Изгибная жесткость, $E_2 I_2$ (кН/м ²)	Мульда проседания, l (м)	Осадка насыпи, w (м)
ПК4567+60- ПК4598+50	$4784 \cdot 10^4$	43,5	0,017
ПК5139+35- ПК5167+30	$19683 \cdot 10^4$	54,7	0,018

В результате выполненного расчета определен размер мульды проседания и осадки при ширине зоны укладки геосинтетики в основании на ширину основания дороги. Осадка составила меньше допускаемой (2 см).

Проектирование системы мониторинга

Проектирование системы мониторинга заключается в подборе типа датчиков и их тарировке. Для тарировки датчиков системы мониторинга карстового провала выполним расчет, в котором расчетным параметром карстовой деформации принимается прогнозируемый расчетный размер полости в карстующихся грунтах, полученные данные будут сигнализировать о росте полости на глубине в карстовых породах.

Расчетная методика подробно описана в Главе 3.1.5, используя формулу 3.18 определим величину относительных деформаций геосинтетического материала, которую должны фиксировать тензометрические датчики в системе мониторинга. Исходя из необходимой чувствительности деформаций тензодатчика приведенной в Главе 1.1.3 определим подходящую модель. Контрольными относительными деформациями будут сигнализировать о значительном размере полости и необходимости проведения георадарного

обследования и заблаговременного тампонажа полости до ее критического роста. Результаты расчета представлены в таблице 4.7.

Таблица 4.7 – Расчетные относительные деформации геоматериала

Участок	ε при D_{max} , %	Модель тензодатчика	Чувствительность деформации тензодатчика, %
ПК4567+60-ПК4598+50	0,047	Geokon 4420	0,009
ПК5139+35-ПК5167+30	0,052	Geokon 4420	0,009

Проверка устойчивости откосов насыпи, армированной геосинтетиком

Выполним проверку устойчивости откосов насыпи. Как показали исследования, описанные в параграфе 3.1.6, наиболее существенное снижение устойчивости наблюдается для провала под откосом. Результаты численного расчета с учетом армирующей прослойки земляного полотна из геосинтетического материала и нагрузок представлены в таблице 4.8.

Таблица 4.8 – Коэффициенты устойчивости откосов насыпи

ПК	Прогнозируемый диаметр карстового провала, м	Заложение откосов насыпи	Коэффициент устойчивости насыпи до образования провала	Коэффициент устойчивости насыпи после образования провала
ПК4567+60-ПК4598+50	5	1/1,75	1,358	1,164
ПК5139+35-ПК5167+30	1,8	1/1,75	1,31	1,3

Анализ результатов, представленных в таблице 4.6 показывают, что при подборе геосинтетического материала только в соответствии с требованиями расчета по деформациям требование устойчивости откосов насыпи, после проявления карстового провала, для участка ПК4598+14-ПК4659+80 не соблюдается, что может спровоцировать оползание грунта. Поэтому при проектировании противокарстовой защиты необходимо выполнить

дополнительные мероприятия, например увеличение механических характеристик грунта насыпи. Результаты расчета устойчивости насыпи после увеличения удельного сцепления грунта до 3 кПа представлены в таблице 4.9.

Таблица 4.9 – Коэф. уст. откосов насыпи после увеличения несущих характеристик

ПК	Прогнозируемый диаметр карстового провала, м	Заложение откосов насыпи	Коэффициент устойчивости насыпи до обр. провала	Коэффициент устойчивости насыпи после обр. провала
ПК4567+60- ПК4598+50	5	1/1,75	1,45	1,3

Таким образом, используя разработанную в данной работе методику, был произведен расчет противокарстовой защиты автомобильной дороги М-12 «Москва – Нижний Новгород – Казань» с применением геосинтетического материала и системы сигнализации карстовой опасности, в результате которого:

- из расчета на образование карстовых деформаций по типу «провал» по методике BS8006 подобрана прочность армирующей геосинтетики;
- из численного расчета напряженно-деформированного основания над растущей полостью в карстующихся грунтах определена «критическая (максимальная) ширина полости», при которой свод грунтов покровной толщи над полостью устойчив и полость не «всплывает» под основание дороги, определено время достижения полости критического размера, которое составило 140 и 260 лет, что более удвоенного срока эксплуатации сооружения;
- выполнен поверочный расчет подобранного геосинтетика на образование карстовых деформаций по типу «оседание» при образовании карстовой полости критического размера в карстующихся грунтах по предложенной методике;

- из расчета армированного основания на образование карстовой полости в карстующихся грунтах с использованием разработанных аналитических решений выбран тип датчиков системы мониторинга, определены относительные допускаемые деформации в геоматериале при образовании полости «критической ширины», которые отслеживаются системой мониторинга и сигнализируют о развитии процесса разрушения покровной толщи над полостью и необходимости принятия экстренных противоаварийных мер (проведение геофизического исследования основания, локализацию полостей и их инъецирование);
- на основании аналитического расчета мульды проседания и осадки армированного основания над карстовой полостью в карстующихся грунтах определена требуемая ширина зоны укладки армирующего геосинтетика;
- по результатам численного расчета устойчивости откосов при образовании провала прогнозируемого диаметра в основании армированной дорожной насыпи установлена необходимость дополнительных мероприятий (дополнительного армирования откосов, повышения прочностных характеристик грунта насыпи и т.д.).

4.3 Практическое предложение по выбору геоматериала в зависимости от прогнозируемого диаметра карстового провала в основании дорожной насыпи

Используя расчеты и их графическую интерпретацию по методике BS8006 [109], выполнено практическое предложение по выбору геоматериала в зависимости от прогнозируемого диаметра карстового провала (Таблица 4.10), в котором отражены такие материалы, как георешетки и геополотна российских и зарубежных производителей.

Российские фирмы представлены такими производителями как: ООО «ТЕХПОЛИМЕР», ООО «СТЕКЛОНИТ», ООО «ПОЛИМЕРДОР», ООО

«РГК», ООО «СЕТТКА». Зарубежные фирмы представлены такими производителями как: HUESKER, MACCAFERRI, TENSAR, ULTRASTAB.

Таблица 4.10 – Практическое предложение по выбору геоматериала в зависимости от прогнозируемого диаметра карстового провала

Марка материала	Тип/сырье	Прочности при растяжении, (кН/м)	Высота насыпи, (м)	Диаметр карст. провала, (м)
HUESKER BaseTrac Grid PVA 80	Георешетка/ поливинилспиртовые нити	Trs<80	2	1,2
			3	1,4
			4	1,4
			5	1,3
ТЕХПОЛИМЕР РД100	Георешетка/ ст.пружинная провода- полиэтилен	Trs<100	2	1,4
			3	1,55
			4	1,6
			5	1,55
СТЕКЛОНИТ Хайвей ГБ100/100	Георешетка/ базальтовое волокно	Trs<100	2	1,4
			3	1,55
			4	1,6
			5	1,55
MACCAFERRI ПараГрид	Георешетка/ полиэфир-сульфат	Trs<200	2	1,8
			3	2,1
			4	2,2
			5	2,2
ПОЛИМЕРДОР ПСД-П	Георешетка/ полиэфир с ПВХ- пропиткой	Trs<200	2	1,8
			3	2,1
			4	2,2
			5	2,2
ООО СЕТТКА Армисет-RU 300/50	Георешетка/ поливинилхлорид	Trs<300	2	2,2
			3	2,4
			4	2,6
			5	2,8
TENSAR TriAx TX180	Гексогональная георешетка/ полипропилен	Trs<450	2	2,5
			3	2,9
			4	3,1
			5	3,3

HUESKER Fortrac R800- 100-30T	Георешетка/ полиэфир	Trs<800	2	3,2
			3	3,6
			4	3,9
			5	4,1
ООО РГК Геотекстиль тканый	Геополотно/ полиэстр	Trs<800	2	3,2
			3	3,6
			4	3,9
			5	4,1
МИАКОМ Армостаб AP1П 900/50	Геосетка/ полиэфир с ПВХ-пропиткой	Trs<900	2	3,3
			3	3,8
			4	4,1
			5	4,3
HUESKER Fortrac R1200/100- 30MPT	Георешетка/ ПВС- полиамид	Trs<1200	2	3,8
			3	4,2
			4	4,55
			5	4,85
MACCAFERRI ПараЛинк	Георешетка/ полиэфир-сульфат	Trs<1350	2	3,9
			3	4,5
			4	4,8
			5	5,1
ООО СЕТКА Армитаб 1600/100	Геополотно/ полиэфирные нити	Trs<1600	2	4,3
			3	4,8
			4	5,1
			5	5,4
ULTRASTAB Ультрастаб 2000/100	Геополотно/ полиэстр	Trs<2000	2	4,7
			3	5,2
			4	5,6
			5	5,9
HUESKER Stabilenka	Геополотно/ полиэфирные нити	Trs<2500	2	5,2
			3	5,7
			4	6,1
			5	6,4
HUESKER Robutec	Геополотно/ поливинилспиртовые нити	Trs<2800	2	5,4
			3	6
			4	6,4
			5	6,8

Выводы по главе 4

1 Разработаны предложения по проектированию противокарстовой защиты линейного сооружения, а именно дорожной насыпи, армированной геосинтетическим материалом, с учетом образования карстовых деформаций по типу «провал» и «оседание».

2 На основе разработанных предложений выполнен расчет противокарстовой защиты автомобильной дороги М-12 «Москва – Нижний Новгород – Казань» с применением геосинтетического материала и системы мониторинга карстовой опасности.

3 Разработаны практическое предложение по выбору геоматериала в зависимости от прогнозируемого диаметра карстового провала и высоты насыпи автомобильной дороги.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1 По результатам анализа опыта проектирования и расчетов оснований линейных сооружений на закарстованных территориях установлено, что наиболее эффективным мероприятием противокарстовой защиты является укладка геосинтетического материала (геоматериала) в основание, при этом традиционно применяются аналитические расчетные методики, в соответствии с которыми расчет производится на этапе образования карстового провала (воронки) в основании насыпи, размер которого является основным расчетным параметром.

2 На основании анализа результатов исследования процессов карстообразования в основании зданий и сооружений установлено, что появлению карстового провала в основании сооружения предшествует рост карстовой полости в карстующихся грунтах и образование «мульды проседания» в основании сооружения, которая при условии покровной толщи из глин может достигать значительных размеров. Неучет этого фактора при проектировании противокарстовой защиты может привести к аварийной ситуации.

3 Для эффективной защиты от карстопроявлений в основании линейного сооружения путем укладки геосинтетических материалов выполнены лабораторные, численные и теоретические исследования и разработана методика расчета, в которой в качестве расчетного параметра используется и размер карстового провала в основании насыпи, и размер полости в карстующихся грунтах, перекрытых глинистой покровной толщей.

4 По результатам лабораторных исследований даны рекомендации по учету особенностей взаимодействия геоматериала с грунтовой средой. Установлено, что относительные деформации геоматериала, определенные в разрывной машине (по ГОСТ 55030-2012) больше, чем при растяжении этого же материала в лотке с грунтом. Коэффициент, корректирующий относительные деформации геоматериала, взаимодействующего с грунтом,

может быть принят равным 2 для геоматериала типа Huesker Stabilenka 400, а для других типов геосинтетического материала он принимается на основании экспериментальных исследований.

5 По результатам численных и теоретических исследований армированной дорожной насыпи при образовании и росте карстовой полости в карстующихся грунтах:

- разработаны аналитические решения для определения усилий и относительных деформаций в геосинтетическом материале в зависимости от диаметра карстовой полости в карстующихся грунтах, мощности покровной толщи над карстующимися грунтами, высоты дорожной насыпи, жесткости геоматериала;

- установлено, что укладка геосинтетического материала в основании насыпи не исключает потерю устойчивости насыпи при образовании провала под откосом и сформулированы требования для расчета устойчивости откосов при образовании карстового провала;

- получено аналитическое решение для определения максимальной осадки основания дорожной насыпи, армированной геосинтетиком, над карстовой полостью в карстующихся грунтах в зависимости от расстояния до кровли карстующихся грунтов, диаметра полости и ширины зоны армирования.

Результаты, полученные с применением предложенных аналитических решений, сопоставлялись с результатами численных расчетов. Расхождение результатов не превысило 20%.

6 По результатам выполненных исследований разработана методика проектирования противокарстовой защиты дороги с использованием геосинтетических материалов, отличающиеся от нормативной тем, что в качестве расчетного критерия принят не только расчетный диаметр карстового провала под дорожной насыпью, а также и максимальный расчетный диаметр карстовой полости в карстующихся грунтах. По результатам аналитических расчетов разработаны практические предложения по выбору геоматериала в

зависимости от прогнозируемого диаметра карстового провала в основании дорожной насыпи и высоты дорожной насыпи.

7 В соответствии с предложенной методикой выполнены расчеты противокарстовой защиты автомобильной дороги М-12 «Москва – Нижний Новгород – Казань», а также разработаны предложения по установке тензодатчиков на геоматериал для контроля динамики роста полости в карстующихся грунтах.

8 Перспективными задачами развития поставленной темы является выполнение модельных испытаний оснований дорожных насыпей, армированных геосинтетическими материалами с установкой тензодатчиков на геоматериал с карстовыми деформациями по типу «провал» и «проседание», а также совершенствование численных и аналитических методов расчета усилий, деформаций геоматериала и осадок дорожного полотна.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ананьев В. П., Коробкин В. И. Инженерная геология. – М. : «Высшая школа», 1973. – 300 с.
2. Андрейчук В. Н. Провалы над гипсовыми пещерами-лабиринтами и оценка устойчивости закарстованных территорий. – Черновцы : Прут, 1999. – 52 с
3. Барвашов В.Ф., Воронель Д.А. Сооружения из армированного грунта: обзор. – М.: ВНИИИС, 1984. – 68 с.
4. Барвашов В.Ф., Перков Ю.Р., Федоровский В.Г. Расчет земляного полотна, армированного синтетическими материалами // Повышение работоспособности автомобильных дорог: труды ГипроДорНИИ. Вып. 13. – М., 1975. – С. 39–44.
5. Бизиман О. Устройство сооружений из армированного грунта: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Бизман Омар - М., 1985. - 20с.
6. Быховцев В.Е., Феофилов Ю.В. Исследование работы нелинейно-деформируемого армированного грунтового основания // Инженерная геология, механика грунтов и фундаментостроение: тез. докл. «Геотехника-V». – Минск, 1982. – С. 281–286.
7. Гайдадин, А.Н. Применение полного факторного эксперимента при проведении исследований / С. А. Ефремова, А.Н. Гайдадин // Методические указания // РИО РПК Политехник. – 2019. - с. 70
8. Голли А.В. Методика измерения напряжений в грунтах: Учебное пособие. Кафедра ОФ и механики грунтов ЛИСИ. – Л., 1984. – 54 с.
9. Гольдштейн М.Н. Механические свойства грунтов. – М.: Стройиздат. 1973. – 375 с.
10. ГОСТ 33069-2014 Материалы геосинтетические для защиты от эрозии (береговая защита). Общие технические требования М.: Стандартиформ, 2015 год – 30 с.

11. ГОСТ 33149-2014 Дороги автомобильные общего пользования. Правила проектирования автомобильных дорог в сложных условиях. Введ. 2015-12-01. – М.: Межгосударственный совет по стандартизации, метрологии и сертификации: Стандартинформ, 2015.

12. ГОСТ Р 50597-2017 Дороги автомобильные и улицы. Требования к эксплуатационному состоянию, допустимому по условиям обеспечения безопасности дорожного движения. Методы контроля. М.:Стандартинформ, 2017 год – 37 с.

13. ГОСТ Р 55030-2012 Дороги автомобильные общего пользования. Материалы геосинтетические для дорожного строительства. Метод определения прочности при растяжении. М.:Стандартинформ, 2013 год – 7 с.

14. ГОСТ Р 55031-2012 Дороги автомобильные общего пользования. Материалы геосинтетические для дорожного строительства. Метод определения устойчивости к ультрафиолетовому излучению. М.: Стандартинформ, 2013 год – 9 с.

15. ГОСТ Р 55032-2012 Дороги автомобильные общего пользования. Материалы геосинтетические для дорожного строительства. Метод определения устойчивости к многократному замораживанию и оттаиванию. М.: Стандартинформ, 2013 год – 9 с.

16. ГОСТ Р 55033-2012 Дороги автомобильные общего пользования. Материалы геосинтетические для дорожного строительства. Метод определения гибкости при отрицательных температурах. М.: Стандартинформ, 2013 год – 5 с.

17. ГОСТ Р 55034-2012 Дороги автомобильные общего пользования. Материалы геосинтетические для армирования асфальтобетонных слоев дорожной одежды. Метод определения теплостойкости. М.: Стандартинформ, 2013 год – 9 с.

18. ГОСТ Р 55035-2012 Дороги автомобильные общего пользования. Материалы геосинтетические для дорожного строительства. Метод

определения устойчивости к агрессивным средам. М.: Стандартинформ, 2013.– 9 с.

19. Готман А.Л. Расчет свай переменного сечения на совместное действие вертикальной и горизонтальной нагрузок методом конечных элементов// Труды IV международной конференции по проблемам свайного фундаментостроения/ Перм. гос. техн. ун-т. – Пермь, 1994. – С.76–81.

20. Готман А.Л., Урманшина Н.Э. О численных исследованиях работы комбинированных свайных фундаментов на горизонтальную и моментную нагрузки Труды международного семинара по механике грунтов, фундаментостроению и транспортным сооружениям. – М., 2000. – С. 168–171.

21. Готман, Н. З. Особенности расчета противокарстовой защиты автомобильных дорог с использованием геосинтетических материалов / Н. З. Готман, Ю. И. Пантелеев //ДОРОГИ И МОСТЫ. – 2021. – №45. – С. 29-46.

22. Готман, Н. З. Проектирование противокарстовой защиты автомобильных дорог с использованием геосинтетических материалов и системы сигнализации / Н. З. Готман, Ю. И. Пантелеев // Construction and Geotechnics. – 2022. – № 3. – С. 5-14.

23. Готман, Н.З. Проблемы проектирования строительных объектов в условиях карстовой опасности / Н.З. Готман // Материалы Международного симпозиума «Экологическая безопасность и строительство в карстовых районах». Пермь, 2015.С.30-37

24. Готман, Н.З. Проблемы рационального проектирования геотехнических противокарстовых мероприятий / Н.З. Готман, А.Л. Готман // Материалы Российской конференции с международным участием «Геотехнические проблемы проектирования зданий и сооружений на карстоопасных территориях». Уфа, 2012. С. 134-140.

25. Готман, Н.З. Расчет карстозащитных фундаментов зданий и сооружений / Н.З. Готман // Вестник ПНИПУ. – 2015. – № 4. – С. 19-35.

26. Далматов Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты (включая специальный курс инженерной геологии). – Л.: Стройиздат, Ленингр. отделение, 1988. – 415 с.
27. Джоунс К. Д. Сооружения из армированного грунта / К. Д. Джоунс; Перевод с англ. В. С. Забавина; Под ред. В. Г. Мельника. - Москва : Стройиздат, 1989. - 279
28. Дублянский В. Н., Дублянская Г. Н. Карст мира: монография. – Пермь: Перм. гос. ун-т., 2007. – 331 с.
29. Евгеньев И.Е., Казарновский В.Д. Земляное полотно автомобильных дорог на слабых грунтах. – М.: Транспорт, 1976. – 271 с.
30. Жернаков, В. С. Сопротивление материалов - механика материалов и конструкций : учебник для студентов всех форм обучения/ В. С. Жернаков ; В. С. Жернаков ; М-во образования и науки РФ, Федеральное гос. бюджетное образовательное учреждение высш. проф. образования "Уфимский гос. авиационный технический ун-т". – Уфа : УГАТУ, 2012. – 494 с.
31. Золотозубов Д.Г. Повышение устойчивости сооружений на структурно-неустойчивых грунтах //Городские агломерации на оползневых территориях: материалы V междунар. конф. по геотехнике, 22-24 сент. 2010 г. – Волгоград, 2010. – С.377-382.
32. Золотозубов Д.Г. Применение геосинтетических материалов для армирования оснований при малоэтажном строительстве на структурно-неустойчивых грунтах //Малоэтажное строительство в рамках нац. Проекта «Доступное и комфортное жилье – гражданам России»: технология и материалы, проблемы и перспективы развития в Волгоградской области: материалы междунар. науч.-практ. конф., 15-16 дек. 2009 г. – Волгоград, 2009. – С. 173-174.
33. Золотозубов Д.Г., Пономарев А.Б. Армирование оснований на карстоопасных территориях // Современные технологии в строительстве. Теория и практика: материалы Всеросс. семинара-совещ. зав. каф. "Строительное про-

изводство" и междунар. науч.-практ. конф., посвящ. 50-летию строительного факультета ПГТУ (г. Пермь, 22-23 сент. 2009 г.) – Пермь: Изд-во ПГТУ, 2009.

34. Золотозубов Д.Г., Пономарев А.Б. Обеспечение конструкционной безопасности грунтовых оснований при возникновении провалов на карстовых территориях // Вестник ВолгГАСУ. Серия. Строительство и архитектура. – 2009 .– № 15 (СП4)

35. Золотозубов Д.Г., Пономарев А.Б. Результаты экспериментальных исследований армированных оснований на карстоопасных территориях // Актуальные научно-технические проблемы современной геотехники: межвуз. сб. тр. : в 2 т. Т.1 / Санкт-Петербург. гос. архитектурно-строительный ун-т. – СПб, 2009.

36. Золотозубов Д.Г., Пономарев А.Б. Экспериментальные исследования армированных оснований при провалах грунта // Вестник гражданских инженеров. – 2009. №2 (19).

37. Золотозубов Д.Г., Пономарев А.Б., Клевеко В.И. Использование геосинтетических материалов в транспортном строительстве на закарстованных территориях // Проблемы механики грунтов и фундаментостроения в сложных грунтовых условиях: тр. междунар. науч.-техн. конф., посвященной 50-летию БашНИИСтроя: в 3 т. – Уфа, 2006. – Т. 2.

38. Золотозубов, Д. Г. Экспериментальные исследования армированных оснований при провалах грунта / Д. Г. Золотозубов, А. Б. Пономарев // Вестник гражданских инженеров. – 2009. – № 2(19). – С. 91-94.

39. Инженерно-строительное освоение закарстованных территорий / под ред. Е.А. Сорочана. – М.: Стройиздат, 1986. – 176 с.

40. Исследование грунтовых оснований, армированных синтетическими материалами/ Д.Г. Золотозубов и др. //Известия ВУЗов. Строительство. 2001. НГАСУ. №4 (508). С. 8-12.

41. Исследование работы синтетических материалов в грунтовых основаниях/ В.И. Алексеев, Д.Г. Золотозубов, В.И. Клевеко, А.Б. Пономарев//

Труды международного семинара по механике грунтов, фундаментостроению и транспортным сооружениям. – М., 2000. – С. 57–59.

42. Исторический очерк применения армированного грунта в строительстве/ ВЦП № Р-25647, – М., 4.10.88.– 28с. Пер. ст. Vidal H. из журн.: *Revue generate des routes, ponts et des aerodromes*. 1986, № 635.– Р. 65–72.

43. Карстологические исследования для разработки проектной документации по объекту: М-12 «Строящаяся скоростная автомобильная дорога Москва – Нижний Новгород – Казань, 6 этап км 454 – км 586, Нижегородская область, Чувашская республика (от пересечения с автомобильной дорогой регионального значения 22К-0162 «Работки-Порецкое» до пересечения с автомобильной дорогой федерального значения А151 «Цивинск-Ульяновск»)» / Акционерное общество «Дорожно-строительная компания «АВТОБАН» // Технический отчёт по оценке карстоопасности для разработки проектной документации. – 2020. – 500 с.

44. Карст Башкортостана / Р. Ф. Абдрахманов, В. И. Мартин, В. Г. Попов, А. П. Рождественский, А. И. Смирнов, А. И. Травкин – Уфа : Информреклама, 2002. – 384 с.

45. Кашарина Т.П., Кидакоев А.М., Григорьев-Рудаков К.В. Возведение искусственных оснований с использованием композитных материалов // Изв. Высших учебн. Заведений Техн. Науки. – Новочеркасск 2008 г. С. 81-85.

46. Кашарина Т.П., Скибин Г.М., Кидакоев А.М. Исследование влияния армирующих элементов из композитных материалов на работу искусственных оснований // Вестник гражданских инженеров.- Сер.: Архитектура, строительство, транспорт.- Вып. 3(16), 2008.- С.48-51.

47. Клевеко В.И. Влияние заглубления армирующей прослойки на несущую способность армированного основания // Проблемы строительного комплекса России: Материалы V Международной научно-технической конференции. –Уфа: Изд-во УГНТУ, 2001. – С. 232.

48. Клевеко В.И. Оценка напряженно-деформированного состояния армированных оснований в пылевато-глинистых грунтах: Дис. канд. техн. наук. – Пермь, 2002. – 152 с.

49. Клевеко В.И., Пономарев А.Б. Использование армированных оснований в глинистых грунтах // Основания и фундаменты в геологических условиях Урала: Межвуз. сб. науч. тр./ Перм. гос. техн. ун-т. Пермь, 1995 . – С. 101-105.

50. Клевеко В.И., Пономарев А.Б. Использование геотекстильных материалов для повышения несущей способности глинистых грунтов // Труды Российской конференции по механике грунтов и фундаментостроению/ СПбГА- СУ. – Санкт-Петербург, 1995. Т. 3. – С. 569–572.

51. Клевеко В.И., Пономарев А.Б. Исследование напряженно-деформированного состояния армированных оснований в глинистых грунтах // Проектирование оснований, фундаментов, мостов, автодорог и средств механизации их строительства. Охрана окружающей среды. Тезисы докладов межвузовской научно-технической конференции, посвященной 20-летию автодорожного факультета ПГТУ/ Перм. гос. техн. ун-т. – Пермь, 1999. – С. 19–20.

52. Ковалев В.А. О расчете параметров карстового провала / В.А. Ковалев, А.Б. Патрикеев // Промышленное и гражданское строительство. – 2016. – № 10. – С. 36-41.

53. Клевеко В.И., Пономарев А.Б. Экспериментальные исследования глинистых грунтов армированных синтетическими материалами // Труды VI международной конференции по проблемам свайного фундаментостроения. Том IV. Раздел 5. Усиление оснований и фундаментов при реконструкции зданий и сооружений. – М., 1998. – С. 53–57.

54. Коренева Е. Б., Гросман В. Р. Исследование работы фундаментных плит, лежащих на основании, содержащем карстовые полости и провалы, при действии нагрузок произвольного типа // Фундаменты глубокого заложения и проблемы освоения подземного пространства: мат-лы междунар. конф. /

ПНИПУ. – Пермь, 2011. – С. 126-133. Золотозубов Д.Г., Пономарев А.Б. Экспериментальные исследования армированных оснований при провалах грунта // Вестник гражданских инженеров. – 2009. №2 (19).

55. Крашенинников В.С. Локальная оценка карстовой опасности с учетом особенностей строения покрывающей толщи: специальность: 25.00.08 «Инженерная геология, мерзлотоведение и грунтоведение»: дис. ... кандидата геолого-минералогических наук / Крашенинников Вадим Сергеевич [Место защиты: ФГБОУ ВО Российский государственный геологоразведочный университет имени Серго Орджоникидзе]. – М., 2017. – 136 с.

56. Крашенинников В.С. Покрытый карст: необходимые условия, причины и признаки подготовки провалообразования [Текст] / В.С. Крашенинников, В.П. Хоменко // Промышленное и гражданское строительство. – 2013. – № 11. – С. 6-8.

57. Материалы Всесоюзной научно-технической конференции по применению синтетических текстильных материалов при строительстве земляного полотна автомобильных дорог/ СоюзДорНИИ. – М., 1980. – 138 с.

58. Мерзликин А.Е., Гладков В.Ю. Использование синтетических сеток для усиления нежестких дорожных одежд // Применение геотекстильных материалов в транспортном строительстве: Тез. докл. Всесоюзн. школы передового опыта. – М., 1988. – С. 87–90.

59. Методические рекомендации по применению нетканых синтетических материалов при строительстве автомобильных дорог на слабых грунтах/ СоюзДорНИИ, – М., 1981. – 64 с.

60. Методы строительства армогрунтовых конструкций: учеб.-метод. пособие / В.Г. Офрихтер, А.Б. Пономарев, В.И. Клевеко, К.В. Решетникова. – Пермь: Изд-во Перм.гос. техн. ун-та, 2010. - 145 с.

61. Назукина, Е. Н. Использование тензометрических датчиков различного типа для измерения напряжений в геосинтетических материалах / Е. Н. Назукина, В. И. Клевеко // Транспорт. Транспортные сооружения.

Экология. – 2019. – № 2. – С. 57-63. – DOI 10.15593/24111678/2019.02.07. – EDN DVNYRG.

62. Нуждин Л.В., Кузнецов А.А. Армирование грунтов основания вертикальными стержнями // Труды международного семинара по механике грунтов, фундаментостроению и транспортным сооружениям. – М., 2000. – С. 204–206.

63. О применении геотекстиля в строительстве/ ВЦП - № Н - 44507. – М., 24.09.87. – 36 с. Пер. ст.: Intervista a Dino Roncolato Segretario dell; A.P.U.GEO. из журн.: Costruzioni strade contieri. 1987. V. 4, № 28. – Р. 16–25.

64. ОДМ 218.2.046-2014 Рекомендации по выбору и контролю качества геосинтетических материалов, применяемых в дорожном строительстве/ Росавтодор (Федеральное дорожное агентство), 2014 – 74 с.

65. ОДМ 218.5.001-2009 ОДМ 218.2.027-2012 / Росавтодор. - М.: ФГУП "Информавтодор", 2012 – 56 с.

66. Основные геотекстильные материалы для земляных и гидротехнических работ/ ВЦП - №10057. – М., 23.09.88. – 9 с. Пер. ст.: Mitteilungen uber Textilindustrie. 1985. V. 92, №12. – Р. 433–439.

67. Оффрихтер В.Г. Геосинтетические материалы в строительстве: учеб. пособие. - Пермь: Перм.гос. техн. ун-т, 2006. - 52 с.

68. Пантелеев, Ю.И. Расчет оснований линейных сооружений транспорта при действии карстовых деформаций с использованием МКЭ. / Евдакимов А.Г., Н. З. Готман, Ю. И. Пантелеев // «Современные проблемы проектирования, строительства и эксплуатации железнодорожного пути. Труды международной научно-технической конференции. чтения, посвященные памяти профессора Г.М. Шахунянца». – 2022. – №18. – С. 45-68

69. Пантелеев, Ю.И. Расчетные критерии при проектировании противокарстовой защиты автомобильных дорог с использованием геосинтетических материалов /. Н.З. Готман, Ю.И. Пантелеев // Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении. – 2022. – №18. – С. 20 30.

70. Перков Ю.Р., А.П. Фомин Повышение надежности дорожных конструкций путем армирования земляного полотна синтетическими материалами // Тр. ГипроДорНИИ. 1980. Вып. 30. – С. 9–18.

71. Перспективы использования геотекстиля в строительстве/ ВЦП- № Л-47124. – М., 21.10.85. – 6 с. Пер. ст. Thompson J. из журн.: International Construction. 1985. V. 24, № 7. – Р. 79–81.

72. Пономарев А.Б., Золотозубов Д.Г. Влияние глубины заложения армирующего материала на несущую способность основания при провалах грунта // Вестник гражданских инженеров. – 2010. №2 (23). С.100-104.

73. Пономарев А.Б., Клевко В.И., Золотозубов Д.Г. Применение геосинтетических материалов в дорожном строительстве на структурно-неустойчивых грунтах // Строительный комплекс России: наука, образование, практика: материалы междунар. науч.-практ. конф., (12-17 июля 2006 г.). – Улан-Удэ, 2006.

74. Применение геотекстильных материалов в транспортном строительстве: Тез. докл. Всесоюзн. школы передового опыта. – М., 1988. – 110

75. Провалы и воронки оседания в карстовых районах: механизмы образования, прогноз и оценка риска: монография / А.В. Аникеев. – М.: РУДН, 2017. – 328 с.

76. Проектирование, строительство и эксплуатация зданий и сооружений на закарстованных территориях Пермского края: ТСН 22-304-06/А.Б. Пономарев и др.// Изд. офиц. Ком. стр-ва, архитектуры и градостроительства Пермского края. – Пермь, 2006 г.

77. Рекомендации по проведению инженерных изысканий, проектированию, строительству и эксплуатации зданий и сооружений на закарстованных территориях Нижегородской области [Текст]. – Нижний Новгород: Департамент градостроительного развития территории Нижегородской области, 2012. – 139 с.

78. Рекомендации по проектированию земляного полотна дорог в сложных инженерно-геологических условиях [Текст]. – М: ЦНИИС Минтрансстроя, СоюздорНИИ, 1974. – 257 с.

79. Рекомендации по проектированию фундаментов на закарстованных территориях. – М. : НИИОСП, 1985. – 78 с.

80. Русак Н.Н. Анализ напряженно-деформированного состояния армогрунтовых стен с геотекстильными оболочками: Дис. ... канд. техн. наук. – Пермь, 1992. – 202 с.

81. Саваренский, И.А. Руководство по инженерно-геологическим изысканиям в районах развития карста / И.А. Саваренский, Н.А. Миронов. – М., 1995. – 167 с.

82. Савин, А. Н. Проведение натурных испытаний контрольно-оповестительной системы для карстоопасных участков железнодорожного пути / А. Н. Савин, Д. А. Чугунов, С. В. Щегельский // Политранспортные системы : Материалы VIII Международной научно-технической конференции в рамках года науки Россия - ЕС "Научные проблемы реализации транспортных проектов в Сибири и на Дальнем Востоке", Новосибирск, 20–21 ноября 2014 года. – Новосибирск: Сибирский государственный университет путей сообщения, 2015. – С. 232-235. – EDN TYXKHL.

83. Самосват, В. В. Современные проблемы обеспечения механической безопасности земляного полотна при проектировании автомобильных дорог на закарстованных территориях / В. В. Самосват // Дороги и мосты. – 2020. – № 2(44). – С. 31-52. – EDN RFOBPN

84. СНиП 22-02-2003 Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов. [Электронный ресурс]: Введ. 2013-01-01. – М.: Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации: Минстрой России, 2016.

85. СП 34.13330.2012 Автомобильные дороги. Актуализированная редакция СНиП 2.05.02-85* (с Изменениями N 1, 2): Введ. 2013-07-01. – М.: Министерство регионального развития РФ: Минрегион России, 2012.

86. СП 45.13330.2017 Земляные сооружения, основания и фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 3.02.01-87 (с Изменениями N1, 2) Введ. 2017-08-28. – М.: Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства РФ: Минстрой России, 2017.

87. СП 39.13330.2012. Плотины из грунтовых материалов. – Москва, 2012. – 58 с.

88. СП 47.13330.2012. Инженерные изыскания для строительства основные положения. М.: Минстрой России, 2012. – 180 с.

89. СП 116.13330.2012. Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 22-02-2003. – М.: Минрегион России, 2012. – 59 с.

90. СП 238.1326000.2015. Железнодорожный путь. – Москва, 2015. – 71 с.

91. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. – М.: Минстрой России, 2016. – 225 с.

92. Теребушко О.И. Основы теории упругости и пластичности.- М.:Наука, 1984

93. Тимофеева Л.М. Армирование грунтов (теория и практика применения); Перм. политехн. ин-т. – Пермь, 1991. – 478 с.

94. ТСН 22-308-98 НН Инженерные изыскания, проектирование, строительство и эксплуатация зданий и сооружений на закарстованных 50 территориях Нижегородской области [Текст]: Введ. 1999-09-01. – Нижний Новгород: Администрация, 1999. – 72 с.

95. ТСН 31-11-2005. Проектирование, строительство и эксплуатация зданий и сооружений на закарстованных территориях Пермского края (утв. Администрацией Пермского края). – Пермь, 2005. – 46 с.

96. Турсунов Х.А. Крупномасштабные испытания напряженно-деформированного состояния армированных просадочных оснований //

Основания и фундаменты в геологических условиях Урала: Межвуз. сб. научн. тр./ Перм. политехн. ин-т. – Пермь, 1988. – С. 76–83.

97. Хоменко В.П. Карстовое провалообразование: механизм и оценка опасности [Текст] / В.П. Хоменко // Экологическая безопасность строительства в карстовых районах: материалы международного симпозиума / Под ред. В.Н. Катаева, Д.Р. Золотарева, С.В. Щербакова, А.В. Шиловой; Перм. гос. нац. исслед. ун-т. Пермь, 2015. – С. 50-60.

98. Хоменко, В.П. Закономерности и прогноз суффозионных процессов / В.П. Хоменко. – М.: ГЕОС, 2003. – 216 с.

99. Хоменко, В.П. Карстовое провалообразование: механизм и оценка опасности / В.П. Хоменко // Материалы Международного симпозиума «Экологическая безопасность и строительство в карстовых районах». Пермь, 2015. С. 50-60.

100. Экологическая безопасность и строительство в карстовых районах: материалы Э40 Международного симпозиума / Под ред. В.Н. Катаева, Д.Р. Золотарева, С.В. Щербакова, А.В. Шиловой; Перм. гос. нац. исслед. ун-т. - Пермь, 2015. - 367 с.: ил.

101. A. Bartolomey, Bogomolov A., V. Kleveko, A. Ponomaryov, V. Ofrikhter // Proceedings of the twelfth European conference on soil mechanics and geotechnical engineering. Amsterdam. Netherlands. 1999. V.2, – P. 1197–1202.

102. Alexiew D., Sobolewski J., Pohlmann H. Projects and optimized engineering with geogrids from ‘non-usual’ polymers // Proceeding of the Second European Geosynthetics Conference/Bologna, Italy. 2000, V.2. – P. 239–244.

103. Asanza E., Saez J. Equipment for measuring the friction between soils and geosynthetics with control of total suction // Proceeding of the Second European Geosynthetics Conference/Bologna, Italy, 2000. V. 2, – P. 919–926.

104. Aversch U.B., Schicketanz R.Th. Recommendations for new installations procedures of geomembranes in landfills // Proceeding of the Second European Geosynthetics Conference/Bologna, Italy, 2000. V. 2, – P. 575–579.

105. Blivet et. al. Design method for geosynthetics as reinforcement for embankment subjected to localized subsidence // Delmas; Gourc; Girard (ed): Geosynthetics 7. ICG, 2002 Swets & Zeitlinger.

106. Blivet et. al. Design method for geosynthetics as reinforcement for embankment subjected to localized subsidence // Delmas; Gourc; Girard (ed): Geosynthetics 7. ICG, 2002 Swets & Zeitlinge

107. Brandl H., Adam D. Special applications of geosynthetics in geotechnical engineering // Proceeding of the Second European Geosynthetics Conference/Bologna, Italy, 2000. V. 2, – P. 27–64.

108. Bruhier J.; Sobolewski J. Protection of road and railways embankments against collapse involved by sinkholes // Proceeding of the Second European Geosynthetics Conference/Bologna, Italy, 2000.

109. BS 8006: 1995. Code of Practice for Strengthened/Reinforced soil and Other Fill, British Standart Institution. Section 8. Design of embankment with reinforced soil foundation on poor ground. – P. 98–121.

110. Fabrin T.W., Vidal D.M., Faleiros A. A study about geosynthetic-reinforced foundation // Proceedings of the Second European Geosynthetics Conference/Bologna, Italy, 2000, V. 2, – P. 311–315.

111. Giroud J.P., Bonaparte R.; Beech J.F. Design of Soil Layer- Geosynthetic Systems overlying Voids In: Geotextiles und Geomembranes //9Jg, H. 1 – 1990. – S.11-50.

112. Jewell R.A. Some factors which influence the shear strength of reinforced sand, Cambridge University Engineering Department, Technical Report № CVED/D- SOIL-S-TR.85, 1980. – P. 113–129.

113. Koerner R.M. Assessment of HDPE Geomembranes perfomence in a Municipal waste Landfill Double Liner System after Eight years' Service// Geotextiles and Geomembranes. 1990, № 15. – P. 277–287.

114. Koerner R.M., Bowman P.E.H.L. Geosynthetics in geotechnical engineering. 1995, – P. 796–813.

115. Koerner R.M., Hwu Bao-Lin, Wayne M.H. Soft Soil Stabilization Designs Using Geosynthetics // Geotextiles and Geomembranes. 1987, № 6. – P. 33–51.
116. Koerner R.M., J.P. Welsh Construction and Geotechnical Engineering Using Fabrics. - John Wiley, 1980. – 115 p.
117. L. S. Zhao, W. H. Zhou, B. Fatahi, X. B. Li, and K. V. Yuen, “A dual beam model for geosynthetic-reinforced granular fill on an elastic foundation,” Appl. Math. Model., 40, 9254-9268(2016).
118. L. Zhang, M. H. Zhao, X. W. Zou, and H. Zhao, “Deformation analysis of geocell reinforcement using Winkler model,” Comput. Geotech., 36, 977-983 (2009).
119. L. Zhang, Q. Ou, and M. H. Zhao, “Double-Beam Model to Analyze the Performance of a Pavement Structure on Geocell-Reinforced Embankment,” J. Eng. Mech., 144, 06018002 (2018).
120. Lara T.G., Vidal D. Long term friction behavior in interfaces with geomembranes // Proceeding of the Second European Geosynthetics Conference/Bologna, Italy, 2000, V.2, – P. 933–936.
121. Madhav M.R., Poorooshab H.B. A new model for geosynthetic reinforced soil // Computers and Geotechnics. 1988, №6. – P. 277–290.
122. P. Maheshwari and M. N. Viladkar, “A mathematical model for beams on geosynthetic reinforced earth beds under strip loading,” Appl. Math. Model., 33, 1803-1814 (2009).
123. P. Maheshwari, P. K. Basudhar, and S. Chandra, “Analysis of beams on reinforced granular beds,” Geosynth. Int., 12, 470-480 (2004).
124. Pappiau Ch., Baraize E.; Perrier H. Motorway level fortification above carstic cavities // Geotextiles –Geomembranes rencontres 1995, Tome 1, S. 93-99
125. Paul A. Untersuchungen zur Ueberbrueckung von Erdfaellen und Tagesbruechen mittels Geokunststoffen Aus: Vortraege zum 5. Saechsischen Bautextilien Symposium BAUTEX 200, StraSSen- und Ingenieurbau Chemnitz, 2002.

126. Paul A., Schwerdt S. Untersuchungen zur Ueberbrueckung von Tagesbruechen und Erdfaellen durch Einbau einer einlagigen Geokunststoffbewehrung // Proc. 7. Informations- und Vortragstagung Kunststoffe in der Geotechnik, Muenchen, 2001 S. 251-257
127. Perkins, S.W and Lapeyre, J.A. In-Isolation Strain Measurement of Geosynthetics in Wide-Width Strip Tension Test. Geosynthetics International, 1997, vol. 4, no. 1, pp. 11-32.
128. Perrier H. Sol bicouche renforce par geotextile; Rapport de recherche LPC No. 125, 1983
129. Pisker, Fritz. Experimentalle Untersuchungen zur textilbewehrten Erde//Texn. Textilien. 1986. V. 29. – P. 6.
130. Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures using Geosynthetic Reinforcements – EBGeo [Text]: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik. V // German Geotechnical Society (Editor), Alan Johnson (Translator). – Munich, 2010 – 313 p.
131. Rowe R.K. Stabilization of very soft soils using high strength Geosynthetics: the Role of Finite Element analyses // Geotextiles and Geomembranes. 1987. Vol. 6. – P 53–80.
132. Salem S.S., El-Sayed A.K., Hafez H.H. Mechanical stabilization of soft clay subgrade using geosynthetics // Proceeding of the XV international conference on soil mechanics and geotechnical engineering//Istanbul, Turkey, 2001, V. 2, – P. 1661–1665.
133. Schlosser F., Vidal H. La terre armee // Bull. de Liaison de Lab. Routiers p. et Ch. №.41, 1969. – P. 259–260.
134. Schwerdt S. Die Ueberbrueckung von Erdeinbruechen unter Verwendung von einlagig verlegten Geogittern - Vergleich zwischen Versuchsergebnissen und den Ergebnissen von analytischen und numerischen Berechnungen// Geotechnik, 26 (2003), S. 95-105.

135. Schwerdt S., Naciri O., Jenner C.G. Performance of aggregates in geogrid-reinforced soils used for protection against surface collapse into underground voids // EuroGeo 3: Geosyntetics conference, Munich, Germany. 2004. P. 483-488.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

Горная выработка с-б-2к

Абсолютная отметка устья 76.54 м

Дата проходки: 24.10.2020

Масштаб колонки 1:200

Геол. возр.	Глуб. подош., м	Абс. отм., м	Мощн. слоя, м	МГЗ	Лито-логический разрез	Описание горнотов	Появл. воды	Устан. воды
б9IV	0.8	75.74	0.8	2		Торф черная среднерасположенная		
а9IV	1.4	75.14	0.6	6		Сыпучая коричневая мелкопластинчатая легкая с примесью торфа	1.4	1.4
						Песок темно-серый до коричневого, мелкий, средняя плотности, водонасыщенный		
а9IV	15.0	61.54	13.6	14		Песок коричнево-серый средней крупности, средняя плотности, водонасыщенный с включениями дресвы и щебня		
а9IV	15.9	60.64	0.9	15		Долomit осветло-серый до белого разрыхленный до состояния щебенчатого гранта с заполнителем в виде мыши, в интервалах 16,7-17,0 м и 19,4-20,0 м сильновыветрелый до состояния сыпучего (доломитовая мышь). В интервалах 20,7-21,0 м, 21,3-21,5 м, 21,7-22,1 м, 24,6-25,0 м малопрочный, средняя плотности, сильновыветрелый, размягчаемый. В интервалах 25,0-25,5 м, 25,8-26,0 м доломит осветло-серый, средняя плотности, плотный, ковернозный, сильновыветрелый, размягчаемый. С глубиной 25,5 м доломит разрыхленный до щебенчатого состояния с мыши, интервалы 27,5-27,6 м, 28,4-28,5 м, 29,4-29,6 м, 29,9-30,0 м доломит пониженной прочности, R _{ср} 55%	20.7	
еРР	30.0	46.54	14.1	99		Долomit малопрочный, средняя плотности, сильновыветрелый, размягчаемый и неразмываемый, мышистый ковернозный. В интервалах 31,1-31,4 м, 35,4-35,8 м, 39,2-39,4 м разрыхленный до щебенчатого состояния, в интервале 34,5-34,7 м до мыши, R _{ср} 60%	24.0	
Р2кз	42.5	34.04	12.5	123		Долomit средняя прочности, средняя плотности, сильновыветрелый, неразмываемый. С глубиной 44,0 м очень плотный, слабоветрелый. В интервалах 44,5-44,9 м, 45,2-45,9 м разрыхленный до щебенчатого состояния. В интервале 46,0-46,5 м незаполненная полость, R _{ср} 60%		
Р2кз	46.7	29.84	4.2	123		Долomit серый разрыхленный до состояния щебенчатого гранта, R _{ср} 50%		
Р2кз	47.9	28.64	1.2	115		Долomit средняя прочности, средняя плотности, сильновыветрелый, неразмываемый. В интервале 49,4-49,7 м разрыхленный до щебенчатого состояния. В интервале 49,4-49,6 м доломит сильноветрелый до сыпучего состояния (доломитовая мышь). С глубиной 50,0 м доломит средней прочности, плотный, средне- до сильноветрелого, размягчаемый и неразмываемый, ковернозный. В интервалах 51,3-51,4 м, 55,0-55,3 м разрыхленный до щебня. В интервале 51,8-51,9 м с гнездами гипса, R _{ср} 65%		
Р2кз	58.3	18.24	10.4	123		Мергель зеленовато-серый, голубоватый, очень низкой прочности до низкой прочности, средняя плотности, сильноветрелый, размягчаемый. В интервале 59,0-59,3 м прослой доломита малопрочного, средняя плотности, сильноветрелого, размягчаемого. В подоше слоя мергель низкой прочности средневетрелый, неразмываемый.		
Р2кз	60.8	15.74	2.5	124		Долomit серый прочный, очень плотный, средневетрелый, размягчаемый, слабоветрелистый, трещины заполнены гипсом и глиной. Выход зерна 97%, R _{ср} 93%		
Р2кз	62.4	14.14	1.6	123		Гипс серый, голубовато-серый, средняя прочности и прочности, в интервалах 64,7-65,0 м и 67,0-67,2 м слабоветрелистый, слабоветрелый, неразмываемый. Выход зерна 95%, R _{ср} 81%		
Р1с	70.0	6.54	7.6	135				

Горная выработка: с-6-1к
Абсолютная отметка устья: 77.15 м

Дата проходки: 19.10.2020
Масштаб колонки: 1:300

Геол. возр.	Глуб. подол., м	Абс. отм., м	Мощн. слоя, м	ИГЭ	Литологический разрез	Описание грунтов	Появл. воды	Устан. воды
рВ	1.0	76.15	1.0			Повзвено-растительный слой (сыпесь темно-серая, пластичная)		
аQIV	5.9	71.25	4.9	4		Сылинок коричневый полутвердый тяжелый с примесью органического вещества, с глизины 3,9 м мягкопластинный легкий прослоями тяжелый, с прослоями песка серого средняя крупности водонасыщенного	4.1	4.1
аQIV	13.7	63.45	7.8	15		Песок серый средняя крупности средняя плотности средняя степени водонасыщения, с прослоями сылинка темно-серого мягкопластинного. В интервале 9,4-9,7 м с прослоями сылинка, с включениями гравия		
P2ur	16.6	60.55	2.9	101		Песок светло-серый, коричневатого-серый, крупный средняя степени водонасыщения, с включениями гравия и гальки, с тонкими прослоями сыпеси, сылинка и доломита, разрыхленного до состояния доломитовой муки, мощность прослоев до 1 см		
P2ur	17.3	59.85	0.7	106		Доломит светло-серый сильновыветрелый до состояния сылинка (доломитовая мука)		
P2ur	32.4	44.75	15.1	103		Сылинок коричневый, красновато-коричневый, прослоями серовато-коричневым, полутвердый легкий, прослоями до тяжелого, с прослоями песка серого пылеватого. В интервале 20,3-21,6 м с частыми прослоями сыпеси.		
P2kz	38.6	38.55	6.2	123		Доломит серый сильновыветрелый до дресвяно-цементного грунта, оводненный, в интервалах 32,4-33,1 м, 35,8-36,2 м и 37,9-38,3 м доломит низкой прочности средняя плотности сильновыветрелый размягчаемый, RQD 60%	33.1	33.1
P2kz	42.4	34.75	3.8	123		Доломит серый малопрочный средняя плотности сильновыветрелый не размягчаемый, сильнотрещиноватый, в интервалах 39,2-39,4 м, 40,0-40,3 м, 41,5-41,8 м выветрелый до состояния муки, в интервале 40,7-41,0 м прослой гипса малопрочного, RQD 60%		
P2kz	44.1	33.05	1.7	123		Доломит серый сильновыветрелый до состояния муки, с включениями дресвы и щебня		
P2kz	45.1	32.05	1.0	123		Доломит серый средняя прочности средневыветрелый среднетрещиноватый, RQD 65%		
P2kz	48.3	28.85	3.2	123		Доломит серый сильновыветрелый до состояния муки, с включениями дресвы и щебня		
P2kz	53.6	23.55	5.3	123		Доломит серый малопрочный до средней прочности сильновыветрелый, размягчаемый, среднетрещиноватый, в интервалах 51,4-51,7, 51,3-51,4, 51,6-51,7, 51,8-51,9 м выветрелый, RQD 65%		
P2kz	59.3	17.85	5.7	123		Доломит темно-серый прочный плотный, среднетрещиноватый ковернозный, средневыветрелый, окременный. В интервале 57,2-57,9 прослой доломита сильновыветрелого до сылинистого состояния с щебнем и дресвой (доломитовой муки), RQD 70%		
P2kz	63.9	13.25	4.6	122		Известняк серый прочный, очень плотный, слабовыветрелый, неразмягчаемый, RQD 66%		
P2kz	77.1	0.05	13.2	123		Доломит серый до светло-серого, прочный средневыветрелый, неразмягчаемый. В интервале 65,3-65,5 м прослой известняка очень прочного, очень плотного, слабовыветрелого, размягчаемого. С глизины 67,0 м доломит светло-серый, малопрочный, средневыветрелый, размягчаемый и неразмягчаемый, ковернозный с прослоями ангидрита. В интервале 73,7-73,9 м прослой малопрочного известняка, сильновыветрелого, размягчаемого. В интервале 74,6-75,0 м выветрелый до муки. С глизины 75,0 м доломит средней прочности, плотный, слаботрещиноватый, сильновыветрелый, размягчаемый, RQD 70%		
P2kz	87.4	-10.25	10.3	124		Мергель темно-серый прослоями коричневый и зеленовато-серый, малопрочный, средняя плотности, среднетрещиноватый, сильновыветрелый, размягчаемый. С глизины 78,8 прослой щебенистого грунта с сылинистым заполнителем. С глизины 80,5 мергель очень низкой прочности, сильновыветрелый, размягчаемый. С глизины 82,0 м малопрочный, средняя плотности, слаботрещиноватый, сильновыветрелый, размягчаемый. В интервале 86,2-86,7 м пониженная прочности, средняя плотности		
P1s	94.0	-16.85	6.6	135		Гипс белый, голубовато-белый средняя прочности до прочного, средняя плотности и плотный, слабовыветрелый, неразмягчаемый монолитный, RQD 96%		

Горная выработка: с-6-4к

Дата проходки: 14.11.2020

Абсолютная отметка устья: 78.45 м

Масштаб колонки: 1:200

Гео- возр.	Глуб. подв., м	Абс. отм., м	Мощн. слоя, м	ИГЭ	Лито- логический разрез	Описание грунтов	Появл. воды	Устан. воды
рQ	0.3	78.15	0.3			Почвенно-растительный слой		
аQ	1.2	77.25	0.9	15		Песок коричневатый средняя крупности средняя плотности малая степени водонасыщенности		
аQ	1.9	76.35	0.7	6		Сыглинки коричневатые мягкопластичные Песок серый до серо-голубого мелкий средняя плотности водонасыщенности	4.5	4.5
аQ	8.0	70.45	6.1	14				
аQ	9.3	69.15	1.3	6		Сыглинки темно-серые, мягкопластичные		
						Песок темно-серый средняя крупности водонасыщенный, с прослоями сыпеси темно-серой пылеватой		
						Песок коричневатый-серый гравелистый водонасыщенный, с включениями щебня и древесины		
аQ	18.3	60.15	9.0	15		Глина коричневатая-серая, серая, в кровле с включениями древесины и щебня (сильновыветрелый доломит)		
аQ	19.8	58.65	1.5	17		Глина коричневатая твердая, доломитизированная, с прослоями доломитовой мыши		
P2ur	21.0	57.45	1.2	104		Доломит серый низкой прочности, сильновыветрелый до состояния щебня, древесины и мыши, RQD 55%		
P2ur	22.4	56.05	1.4	104		Глина от серой до коричневатой твердая, доломитизированная, с прослоями доломитовой мыши		
P2ur	23.2	55.25	0.8	106		Доломит серый, сильновыветрелый до состояния сыглика (доломитовая мышь). В интервале 26,0-26,6 разрыхленный до состояния древесно-щелевистого грунта с заполнителем в виде мыши, RQD 70%		
P2ur	25.9	52.55	2.7	104		Глина коричневатая до серой, твердая		
P2ur	27.0	51.45	1.1	106		Доломит серо-голубого оттенка, сильновыветрелый до состояния мыши		
P2ur	27.5	50.95	0.5	104		Аргиллит коричневатый до серого малопрочный, слабовыветрелый, неразмываемый		
P2ur	29.0	49.45	1.5	106		Доломит серо-голубого оттенка, сильновыветрелый до состояния мыши		
P2ur	31.3	47.15	2.3	108		Глина коричневатая, зеленоватая-коричневая твердая, в интервале 33,6-33,7 м прослой доломитовой мыши		
P2ur	32.7	45.75	1.4	106		Мергель серо-коричневый, малопрочный, кавернозный		
P2ur	34.3	44.15	1.6	104		Глина светло-коричневая, серовато-коричневая, твердая. В интервале 37,0-37,3 м прослой мергеля серого, малопрочного		
P2ur	34.8	43.65	0.5	107		Мергель серый пониженной прочности средняя плотности, сильновыветрелый, размягчаемый		
P2ur	39.9	38.55	5.1	104		Глина коричневатая твердая, аргиллитоподобная		
P2ur	42.0	36.45	2.1	107		Мергель серый пониженной прочности средняя плотности, сильновыветрелый, размягчаемый		
P2ur	42.8	35.65	0.8	104		Доломит серый, сильновыветрелый до состояния сыглика (доломитовая мышь), с прослоями глины коричневатой		
P2ur	44.3	34.15	1.5	107		Мергель серый низкой прочности средняя плотности, сильновыветрелый, размягчаемый		
P2ur	45.0	33.45	0.7	106		Алеврит коричневатый низкой прочности средней плотности, сильновыветрелый, размягчаемый		
P2ur	48.0	30.45	3.0	107		Глина коричневатая твердая		
P2ur	48.9	29.55	0.9	109		Мергель серовато-коричневый низкой прочности, с прослоями алеврита		
P2ur	50.0	28.45	1.1	104		Доломит серый малопрочный, сильновыветрелый, разрыхленный до состояния мыши, с прослоями глины голубого оттенка, RQD 65%		
P2ur	50.8	27.65	0.8	107		Глина голубая, с глины 52,6 м коричневатая, твердая. В интервале 55,8-56,6 м с частыми прослоями мергеля		
P2ur	52.1	26.35	1.3	106				
P2ur	59.8	18.65	7.7	104		Мергель серо-голубой малопрочный		
P2ur	61.0	17.45	1.2	107		Глина коричневатая твердая, в интервале 61,7-62,0 м с прослоями доломитовой мыши		
P2ur	62.4	16.05	1.4	104		Доломит серый, серовато-коричневый, средняя прочности плотный, слабовыветрелый, неразмываемый, RQD 75%		
P2ur	63.2	15.25	0.8	106		Глина коричневатая, известками голубая, твердая. В интервале 64,0-64,6 м прослой мергеля средней прочности, сильновыветрелого. В интервале 66,0-66,8 м глина аргиллитоподобная		
P2ur	70.0	8.45	6.8	104				