

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ, МОЛОДІ ТА СПОРТУ УКРАЇНИ
ДНІПРОПЕТРОВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ЗАЛІЗНИЧНОГО ТРАНСПОРТУ ІМЕНІ АКАДЕМІКА В.ЛАЗАРЯНА**



АХМАД МУСА МАХМУД АЛХДУР

УДК 625.12.04

**ОБОСНОВАНИЕ ПАРАМЕТРОВ СТАБИЛИЗАЦИИ УКРЕПЛЕННОГО
ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ПУТИ**

Специальность 05.22.06 – железнодорожный путь

Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук

Научный руководитель:
Доктор технических наук,
профессор ПЕТРЕНКО В. Д.

Днепропетровск –2012

	2
Введение.....	5
РАЗДЕЛ 1. АНАЛИЗ СОСТОЯНИЯ ВОПРОСА ИССЛЕДОВАНИЙ	12
1.1. Напряженно-деформированное состояние земляного полотна железнодорожного пути.....	12
1.2. Анализ существующих способов усиления земляного полотна.....	22
1.2.1. Традиционные способы усиления.....	22
1.2.2. Современные способы усиления земляного полотна.....	23
1.3. Исследования эффективности армирующих материалов для усиления земляного полотна в мировой практике.....	31
1.3.1. Эффективность армирующих материалов для усиления земляного.....	32
Выводы по разделу 1.....	46
РАЗДЕЛ 2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ УСИЛЕНИЯ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА	46
2.1. Методика и результаты проведения испытаний армированных геоматериалами грунтовых образцов на одноосное сжатие.....	47
2.2. Лабораторные исследования стабилизации армированного земляного полотна.....	52
2.2.1. Модельные испытания армированного земляного полотна.....	53
2.2.2. Экспериментальная установка.....	59
2.2.3. Методика лотковых испытаний.....	61
2.2.4. Результаты анализа параметров экспериментальных исследований армирования геотекстилем земляного полотна.....	64
2.2.5. Анализ результатов экспериментальных исследований усиления земляного полотна малодеформируемым слоем.....	72
Выводы по разделу 2.....	81
РАЗДЕЛ 3. АНАЛИТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НАПРЯЖЁННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА С КОМБИНИРОВАННЫМ УКРЕПЛЕНИЕМ	83
3.1. Предпосылки аналитического определения напряженно деформированного состояния.....	83

3.2. Нетронутое напряженно-деформированное состояние земляного полотна.....	88
3.3. Напряженно-деформированное состояние укрепляющего элемента.....	94
3.4. Напряженное состояние геотекстильного материала с учётом расслоений.....	99
3.5. Реализация разработанных аналитических положений в методе конечных элементов.....	101
3.6. Применение метода конечных элементов для расчетов напряженно-деформированного состояния земляного полотна.....	104
3.7. Методика расчета напряженно-деформированного состояния усиленного земляного полотна.....	108
3.8. Численный анализ напряженно-деформированного состояния земляного полотна	114
3.8.1. Сравнительный анализ напряженно-деформированного состояния конструкции земляного полотна.....	116
3.8.2. Исследование влияния деформационных характеристик слоя усиления на напряженно-деформированное состояние железнодорожной насыпи.....	125
3.8.3. Сравнительный анализ напряженно-деформированного состояния земляного полотна при модернизации.....	135
Выводы по разделу 3.....	147
РАЗДЕЛ 4 . НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ УСИЛЕННОГО ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ПУТИ.....	151
4.1. Геологическое строение и гидрогеологические условия опытного участка.....	151
4.2. Анализ деформаций земляного полотна на опытном участке.....	156
4.3. Разработка проектной документации для внедрения на 65 км линии Владиславовка – Керчь Приднепровской железной дороги способа армирования земляного полотна.....	158
4.4. Технические требования к геотекстильным материалам и область их применения.....	161

4.5. Определение физико-механических характеристик отработанного щебня балластного слоя.....	163
4.6. Технология строительства модернизированного земляного полотна железнодорожного пути.....	165
4.6.1. Технологическая карта производства работ.....	166
4.7. Расчет экономической эффективности применения методов усиления земляного полотна.....	175
4.7.1. Экономическая эффективность и трудовые показатели методов усиления земляного полотна железнодорожного пути.....	178
4.7.2. Техничко-экономическое сравнение двух вариантов противодеформационных мероприятий.....	180
Выводы по разделу 4.....	182
Общие выводы.....	184
Список использованных источников	186

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы. В настоящее время железнодорожный транспорт играет в единой транспортной системе Украины ведущую роль по обеспечению потребностей в грузовых и пассажирских перевозках. В современных условиях эксплуатации железных дорог особое внимание уделяется вопросу обеспечения необходимого уровня надежности железнодорожного пути, в том числе и земляного полотна, как одной из основных несущих конструкций. Земляное полотно, как фундамент дорожной насыпи, в значительной мере обуславливает нормальную работу железной дороги в целом под воздействием движущегося транспорта. Как известно, основными причинами катастроф на железнодорожном транспорте являются состояние пути (50%), состояние подвижного состава (43%) и людской фактор (7%). Такое соотношение причин аварийности характерно как для Украины, так и для России, поскольку и украинские и российские железнодорожные сети создавались в одно и то же время, по одним и тем же техническим правилам и регламентам [1]. В этой связи одной из основных задач, решение которой предусмотрено в «Стратегии развития железнодорожного транспорта Украины на период до 2020 года», является, прежде всего, переоснащение путевого хозяйства, что обеспечит повышение скорости движения грузовых поездов до $100 \div 120$ км/час и пассажирских до $160 \div 200$ км/час.

Для обеспечения бесперебойного и безопасного движения поездов необходимо располагать надежным научным аппаратом, что позволяет своевременно изучать процессы, происходящие в земляном полотне и его основании, объективно оценивать его фактическое состояние и обоснованно назначать меры по обеспечению прочности, устойчивости, надежности и долговечности.

Научной задачей, которой посвящена диссертационная работа является исследование и обоснование параметров напряженно-деформированного состояния земляного полотна железных дорог при его армировании для

разработки способа укрепления, что существенно влияет на достижение повышенных скоростей движения поездов.

Исследования, проводившиеся ранее в области земляного полотна были посвящены в основном оценке его общей или местной устойчивости. Позже появились работы по изучению вопроса повышения этой характеристики путем армирования различными материалами и создания новых конструкций земляного полотна. Вместе с тем, опыт эксплуатации железных дорог и крупномасштабные полевые исследования последних лет показали, что построенное по устаревшим нормативам земляное полотно не удовлетворяет предъявляемым требованиям скоростей движения. Анализ имеющихся в научно-технической литературе данных по изучаемому вопросу показал, что в настоящее время проектировщики не всегда располагают надежным аппаратом теоретической оценки прочности и устойчивости земляного полотна, которые базировались бы на раскрытых закономерностях явлений, происходящих в теле полотна в эксплуатационный период. Однако опубликованные в последние годы в научно-технической литературе материалы свидетельствуют о том, что рядом авторов ведутся интенсивные экспериментальные и теоретические исследования в этой области. При этом в основной части работ преследуется цель получения обобщенных зависимостей для расчета параметров напряженно-деформированного состояния в теле насыпи, обусловленных собственным весом почв и действием подвижной нагрузки. Собственные напряжения грунтового массива, вместе с напряжением от поездной нагрузки, оказывают значительное влияние на эксплуатационную надежность земляного полотна железнодорожного пути. Причем их доля в общих напряжениях существенно возрастает по мере увеличения высоты насыпи. Кроме того, поездная нагрузка также оказывает существенное влияние на напряженно-деформированное состояние дорожных насыпей, сложенных связными грунтами как наиболее часто применяемыми для сооружения земляного полотна железных дорог.

Таким образом, необходимо разрабатывать новые конструкции земляного

полотна с применением элементов армирования различными материалами и обосновывать параметры их эффективности, особенно при повышенной скорости движения поездов, что обуславливает актуальность исследований представленной диссертационной работы.

Связь работы с научными программами, планами, темами. Работа выполнена в соответствии с главными направлениями развития транспорта Украины, которые сформулированы в «Программе создания и функционирования национальной сети международных транспортных коридоров в Украине» (Постановление Кабинета Министров Украины от 20.03.98 № 346) и «Концепции внедрения скоростного и высокоскоростного движения пассажирских поездов на железных дорогах Украины в 2005 - 2015 годах », утвержденной министерством транспорта и связи Украины. Кроме того, в работе решалась одна из основных задач, предусмотренная «Стратегией развития железнодорожного транспорта Украины на период до 2020 года». Выбранное направление исследований связано также с выполнением научно-исследовательских работ в Днепропетровском национальном университете железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна в соответствии с планом НИОКР. Диссертант был исполнителем ряда госбюджетных научно-исследовательских работ, включая исследования и разработку новых конструкций земляного полотна, отвечающих современным требованиям и эксплуатации железных дорог (номер госрегистрации 0107U001823), разработку технических решений по повышению несущей способности слабых оснований земляного полотна железных дорог (номер госрегистрации 0109U000477), оценку технического состояния земляного полотна на отдельных дорогах и разработку предложений по обеспечению его надежности. Тема диссертации соответствует отраслевой программе модернизации путевого хозяйства и организации скоростного движения поездов на основных направлениях международных транспортных коридоров.

Целью работы является обоснование основных параметров напряженно-деформированного состояния для стабилизации грунтовой насыпи земляного

полотна, укрепленного армирующими материалами.

Для достижения поставленной цели в работе решены следующие задачи исследований:

1. провести анализ предыдущих исследований в области укрепления земляного полотна армирующими материалами;
2. исследовать влияние армирующего слоя геоматериала на деформативные свойства грунта земляного полотна в различных конструкциях усиления;
3. определить характер распределения напряжений в земляном полотне, усиленном геоматериалом при статической нагрузке;
4. провести комплекс экспериментальных исследований для изучения характера деформирования модели земляного полотна при различных степенях нагрузки.

Объектом исследований является напряженно-деформированное состояние армированного земляного полотна железнодорожного пути.

Предмет исследований - параметры стабилизации укрепленного земляного полотна железнодорожного пути.

Методы исследований.

В основу исследований положены апробированные методы: метод конечных элементов при определении аналитическим путем параметров напряженно-деформированного состояния укрепленного железнодорожного земляного полотна, метод анализа параметров деформации при экспериментальной нагрузке модели земляного полотна и их определении, метод технико-экономического сравнения и анализа модернизации железнодорожного пути с укрепленным земляным полотном.

Научная новизна полученных результатов.

1. Впервые на основе теоретических разработок решена задача по определению напряженно-деформированного состояния (НДС) земляного полотна, усиленного геоматериалами путем оценки напряжений, возникающих в нем при ступенчатом приложении нагрузок, и изменяющихся от 0,0644 МПа до 0,322 МПа.

2. Установлены параметры напряженно-деформированного состояния при армировании земляного полотна малодеформируемым слоем из щебеночно-грунтовой смеси при изменении относительных деформаций от 0,008 до 0,017.
3. Впервые установлены закономерности изменения и количественные характеристики деформирования земляного полотна, которые уменьшаются в 1,3 раза при его усилении щебеночно-грунтовой смесью (ЩГС) с геотекстилем.
4. Обоснованы рациональные параметры земляного полотна, армированного геотекстилем с загнутыми краями и щебеночно-грунтовой смесью при размещении геотекстиля на расстоянии 0,4 м от основной площадки, что позволяет увеличить прочность земляного полотна в 1,8 - 2,0 раза и его стабильность для повышения скорости движения поездов.

Обоснованность и достоверность научных положений, выводов и рекомендаций подтверждается положениями теории упругости и пластичности превращения деформаций под действием нагрузок, соответствующих натурным условиям, корректностью применяемого математического аппарата, соответствием данных теоретических расчетов и математического моделирования результатам экспериментальных исследований с отклонением не более 15%, положительными результатами, полученными от внедрения работы в промышленность, апробацией научных положений и выводов на научно-практических конференциях.

Практическая ценность работы заключается в разработке способа усиления земляного полотна геоматериалами, который может использоваться проектными организациями при выборе и обосновании вариантов реконструкции участка пути с недостаточной несущей способностью и повышенной деформативностью.

Практическую ценность представляют также результаты исследований по оценке влияния способов армирования на изменение напряженно-деформированного состояния земляного полотна, усиленного геоматериалами.

Реализация выводов и рекомендаций по работе. Результаты исследований нашли практическое применение при разработке рабочего проекта армирования земляного полотна, выполненного ЧПКП «Технотранспроект» для реконструкции участка линии Владиславовка-Керчь Приднепровской железной дороги в сложных инженерно-геологических условиях.

Публикации. Основные положения диссертации опубликованы в 11 научных работах, в том числе: 7 - в специализированных изданиях, 4 - тезисы докладов на конференциях.

Личный вклад соискателя. Автор выполнил совместно с научным руководителем постановку цели и задачи исследований. Основные положения и результаты диссертационной работы получены автором самостоятельно. Кроме того, в публикациях, в которых отражены основные результаты диссертации и которые написаны в соавторстве соискателю принадлежат: в работе [41] - идея работы, сравнительный анализ напряженно-деформированного состояния земляного полотна железной дороги по двум вариантам, [126] - идея проведения исследований с целью определения влияния деформационных характеристик слоя усиления на НДС железнодорожной насыпи у мостового перехода, [162] - проведение экспериментальных исследований и определения параметров НДС армированной модели земляного полотна, [174] - проведен сравнительный анализ деформирования земляного полотна при его усилении малодеформируемым слоем, [178] - разработаны варианты армирования земляного полотна в сложных инженерно-геологических условиях, [182] - идея работы и проведения сравнительного анализа НДС земляного полотна при его модернизации, [188] - идея повышения несущей способности земляного полотна для скоростного движения поездов.

Апробация результатов диссертации. Основные положения и результаты выполненных в диссертации исследований докладывались на Международной научно-практической конференции «Транспортные связи: проблемы и перспективы» (Днепропетровск, май 2008г.), 69-й Международной

научно-практической конференции «Проблемы и перспективы развития железнодорожного транспорта» (Днепропетровск, май 2009г.), 70-й Международной научно-практической конференции «Проблемы и перспективы развития железнодорожного транспорта» (Днепропетровск, апрель 2010г.), Международной научно-практической конференции «Мосты и тоннели: теория, исследования, практика» (Днепропетровск, май 2010г.), 71-й Международной научно-практической конференции «Проблемы и перспективы развития железнодорожного транспорта» (Днепропетровск, апрель 2011г.), 72-й Международной научно-практической конференции «Проблемы и перспективы развития железнодорожного транспорта» (Днепропетровск, апрель 2012г.). В полном объеме диссертационная работа докладывалась на межкафедральном семинаре кафедр «Тоннели, основания и фундаменты», «Путь и путевое хозяйство» и «Проектирование и строительство дорог» (Днепропетровск, июнь 2012г.).

Структура диссертации. Диссертация состоит из введения, четырех глав, заключительных выводов, списка использованной литературы и двух приложений. Полный объем составляет 203 страницы печатного текста, в том числе: 68 рисунков, размещенных на 28 страницах, 4 таблицы на 4 страницах, список литературы из 188 наименований занимает 16 страниц и приложений, изложенных на 2 страницах.

РАЗДЕЛ 1.

АНАЛИЗ СОСТОЯНИЯ ВОПРОСА ИССЛЕДОВАНИЙ

1.1. Напряженно-деформированное состояние земляного полотна железнодорожного пути

Современные условия эксплуатации железных дорог, характеризующиеся увеличением скоростей движения поездов, ростом погонных и осевых нагрузок и внедрением новых конструкций верхнего строения пути, предъявляют повышенные требования к прочности и устойчивости, надежности и долговечности земляного полотна. Земляное полотно как инженерное сооружение, выполненное из грунта в разные годы и по разным техническим условиям, весьма чувствительно к неблагоприятным воздействиям окружающей природной среды и постоянно обращающегося подвижного состава. Увеличение вибродинамических нагрузок способствует интенсивному накоплению в земляном полотне остаточных деформаций, что зачастую происходит даже на сравнительно новых линиях.

Под деформациями земляного полотна подразумевают изменения во времени его первоначальной формы и размеров, вызываемые неблагоприятным воздействием природных и антропогенных факторов [2]. Деформации могут быть упругими и неупругими (остаточными). Упругие деформации проявляются во время прохождения поезда. Остаточные деформации земляного полотна могут быть вызваны дополнительным уплотнением грунтов, пластическими деформациями грунта под нагрузкой, сезонным промерзанием грунтов и другими процессами, происходящими в грунтах и называются болезнями земляного полотна. В настоящее время действует классификация, разработанная Моченовым Г.М. и Титовым В.П. по дефектам, повреждениям и разрушениям земляного полотна железных дорог, вошедшая в «Инструкции по содержанию земляного полотна железнодорожного пути ЦП 0027» [3], в ней

выделяется 59 типов деформаций и дефектов железнодорожного земляного полотна. Эта классификация, выделяющая столь обширное количество типов дефектов и деформаций, достаточно удобна при работе с конкретным объектом земляного полотна. Опыт использования вышеприведенной классификации на сети железных дорог насчитывает не один десяток лет, так как она может быть применена для исследования и оценки распространенности отдельных типов деформаций [4].

В процессе эксплуатации земляного полотна железнодорожной насыпи, которое сооружается из грунтов с определенными деформационными и прочностными свойствами, из-за воздействия поездной нагрузки возможно появление деформаций, причина которых заключается в изменении структуры грунта. Данные деформации складываются из обратимой и остаточной компонент, причем известно, что наиболее целесообразным режимом эксплуатации земляного полотна является работа его грунта, из которого оно сооружено, в упругой, то есть обратимой стадии. Однако, добиться чисто упругой стадии деформирования грунта практически невозможно, так как наиболее распространенный материал для земляного полотна, которым является суглинок, развивает значительные пластические, то есть остаточные деформации, причем они возникают при напряжениях несколько выше одной трети от предела прочности.

Таким образом, учитывая объективную ситуацию деформирования грунта и существующую потребность в обеспечении нормальной эксплуатации земляного полотна, следует решить задачу обоснования параметров напряженно-деформированного состояния для стабилизации грунтовой насыпи. Под стабилизацией в данной работе будем подразумевать действия, направленные на изменение земляного полотна для того, чтобы добиться в нем определенного, четко нормированного уровня напряжений и деформаций. Таким образом, стабилизированным земляным полотном грунтовой насыпи будем называть определенным образом измененное земляное сооружение, параметры которого находятся в пределах, обеспечивающих его нормальную

эксплуатацию.

Мероприятиями, которые направлены на стабилизацию земляного полотна, могут быть различные виды усиления грунтовой насыпи, а параметрами стабилизации будут выступать нормированные напряжения и деформации. Такие параметры для более детального обоснования стабилизации в данной работе будут рассматриваться совместно, так как анализ напряжений отдельно от деформаций односторонний, потому что не дает полной картины деформирования. Однако, ситуация обратима, так как анализ только лишь деформаций не дает возможности ограничить напряженное состояние, определив максимальное нормативное напряжение.

Мероприятия, направленные на стабилизацию, наиболее эффективны и целесообразны в случае сооружения земляного полотна грунтовой насыпи из слабых грунтов, которые развивают значительные, чаще всего остаточные деформации, так как их деформационные свойства невелики. Слабыми называют грунты с модулем деформации $E \leq 10 \dots 15$ МПа [2], и именно они требуют мероприятий по стабилизации, то есть применения различных вариантов усиления.

Однако разработанные мероприятия стабилизации земляного полотна являются качественным действием, а для их обоснования требуется анализ количественных параметров, то есть напряжений и деформаций. Таким образом, обоснование параметров стабилизации земляного полотна заключается в применении мероприятий стабилизации, которые обеспечивают заданный уровень напряжений и деформаций. Под таким уровнем будем понимать нормативное напряжение на основной площадке земляного полотна, которое равно 0,08 МПа по требованиям нормативного документа [5], и связанный с ним уровень деформаций.

Следует отметить, что параметр стабилизации в виде уровня деформаций достаточно сложно ограничить значениями только упругой стадии деформирования по объективной причине, также указанной выше. Поэтому данный уровень для практических исследований требуется несколько

увеличить, то есть сравнение следует проводить по упругому значению и некоторому нормативному значению остаточных деформаций. Для определения такого значения следует знать уровень деформирования при напряжении, соответствующего разрушающему, но для грунтов такое максимальное напряжение соответствует относительной деформации, равной 0,01. Но относительная деформация, соответствующая упругой стадии, из-за нелинейности общего графика зависимости «напряжение – деформация» не может быть найдена арифметически, поэтому для ее отыскания проводится анализ упомянутого графика.

Таким образом, параметрами стабилизации, которые в дальнейшем участвуют в процессе сравнительного анализа, будут следующие: 1) нормативное максимальное напряжение на основной площадке земляного полотна, равное 0,08 МПа; 2) относительная деформация, соответствующая нормативному максимальному напряжению; 3) модуль упругости – коэффициент соотношения напряжения к деформации на упругой стадии деформирования; 4) предел прочности – напряжение, соответствующее относительной деформации 0,01, при котором считается, что произошло разрушение.

Дальнейшее оперирование с данными параметрами стабилизации НДС состоит в сравнении, то есть влияние мероприятия стабилизации оценивается количественно, а на основе результатов сравнения делаются выводы о его влиянии на прочность и устойчивость земляного полотна.

При анализе основных причин деформаций земляного полотна можно отметить следующее [5]:

- глинистые грунты при одной и той же влажности могут иметь разную плотность – в результате этого изменяются их прочность и несущая способность; недостаточное уплотнение грунта в насыпях при строительстве приводит к остаточным деформациям грунта и к осадке основной площадки земляного полотна.
- глинистые грунты, уложенные в насыпи с определенной плотностью,

могут иметь разную влажность; слои грунта с повышенной влажностью имеют более низкие прочностные характеристики (удельное сцепление и угол внутреннего трения), чем грунты с меньшей влажностью; поэтому они могут явиться причиной сплывов откосов, в них могут происходить пластические деформации;

- динамические воздействия проходящих поездов (вибрации, удары колес в стыках) вызывают снижение на 20 – 30% несущей способности связных грунтов; на особо грузонапряженных линиях несущая способность таких грунтов может снижаться на 30 – 50% по сравнению с данными статических испытаний [6]; деформации основной площадки земляного полотна тем больше, чем выше нагрузка на нее [7].
- сезонные промерзания и оттаивания глинистых грунтов вызывают снижение прочностных характеристик грунтов на 20 – 30% по сравнению с их значениями до промерзания [8];
- промерзание глинистых грунтов сопровождается их вспучиванием, в результате изменяется структура грунта и уменьшается плотность; это особенно заметно при оттаивании грунта и этим объясняется активизация некоторых деформаций весной.

В последние годы в Украине также разработана «Инструкция по содержанию земляного полотна железных дорог Украины», включающая классификацию дефектов, деформаций и повреждений земляного полотна [161]. В данной инструкции приведены 33 типа дефектов, деформаций и повреждений. В их число включены 4 дефекта основной площадки земляного полотна, два – откосов, два – тела земляного полотна и один дефект его основания. Основная площадка включает две деформации, откосы – 9 деформаций, тела земляного полотна – 3 деформации и основание земляного полотна – 5 деформаций. Кроме того, в классификации приведены 5 типов повреждений земляного полотна в местах его взаимодействия с посторонними конструкциями. Данная инструкция практически используется в течение 10 последних лет и зарекомендовала себя как фундаментальный документ с

достаточно четкими рекомендациями.

Как показал опыт эксплуатации железных дорог России и Украины, с течением времени накопление остаточных деформаций приводит к повреждениям земляного полотна, затрудняющим эксплуатацию линии. Особо следует отметить деформации основной площадки земляного полотна, которые образуются, как правило, из-за вдавливания балласта в глинистый грунт земляного полотна под основной площадкой. Появляются балластные углубления, происходит разжижение грунта основной площадки, который затем выплескивается на поверхность балластного слоя при проходе поездов и выдавливается на обочины – происходит процесс расползания основной площадки. Среди деформаций основной площадки земляного полотна принято различать балластные корыта, ложа, мешки, гнезда и карманы [9].

Балластные корыта образуются при недостаточной толщине балластного слоя под шпалами и недостаточной несущей способности грунта основной площадки. Развитие балластных корыт в глубину и вдоль пути усиливается при застое в них воды, а также при увеличении осевых нагрузок и частоты динамического воздействия на грунт. Балластные ложа могут образовываться из балластных корыт при их развитии, а также самостоятельно – при недостаточной и различной плотности грунтов основной площадки и на участках с весенними пучинными просадками. В длительно эксплуатируемых насыпях, особенно с неоднородным геологическим сложением, балластные ложа могут иметь вытянутые углубления, называемые карманами, или отдельными балластными гнездами. Карманы обычно развиваются в глубину и в сторону откосов. Последнее объясняется тем, что грунты в зоне откосов подвергаются сезонному промерзанию и поэтому они более влажные и имеют меньшую плотность, чем грунты ядра насыпи. Балластные мешки образуются на участках насыпей, имеющих развившиеся балластные ложа. В отдельных местах из-за недостаточной плотности грунта или попадания при строительстве в насыпь слабого грунта (почвенно-растительного, заторфованного и др.) балластное ложе становится глубже, чем на примыкающих участках, при этом

образуется балластный мешок. Балластные мешки имеют значительное развитие как в глубину (до 3 м и более), так и в поперечном направлении, образуя карманы и гнезда. Длина балластных лож вдоль пути может составлять от нескольких метров до 100 м и более, глубина их изменчива и может достигать 0,5 – 1 м и более, в зависимости от возраста насыпи и состояния ее грунтов.

Изучение напряжений на эксплуатируемом железнодорожном пути было начато в 1944г. путеиспытательной лабораторией ВНИИЖТа под руководством Вериги М.Ф. в целях разработки метода расчета напряжений в балластном слое и на основной площадке земляного полотна. Основные положения этих исследований были использованы в «Правилах расчета пути на прочность», утвержденных МПС в 1954 году [10]. Впоследствии изменяющиеся условия эксплуатации железных дорог, характеризующиеся, как уже было сказано, повышением вибродинамических нагрузок на земляное полотно, привели к более углубленному изучению учеными напряженного состояния земляного полотна в зависимости от ряда факторов. Экспериментальные исследования, выполненные Коншиным Г.Г. [11 – 13], Тихомировым В.И. [14], Коншиным Г.Г. и др. [15], Прокудиным И.В., Жинкиным Г.Н. [16 – 18], Великотным В.П. [19], Стояновичем Г.М. [20], свидетельствуют о влиянии скорости движения поезда [16,21], типа подвижного состава [12,17, 21], типа верхнего строения пути [14], мощности балласта [15] на величину и характер распределения напряжений в теле земляного полотна. На основании выполненных исследований установлено, что верхняя часть земляного полотна находится в неравномерном напряженном состоянии при прохождении подвижной нагрузки. Наибольшие напряжения, как под деревянными, так и под железобетонными шпалами, наблюдаются в подрельсовом сечении, наименьшие – по оси пути. Проведенные исследования показали, что конструкция верхнего строения пути оказывает существенное влияние на величины напряжений, возникающих в земляном полотне при прохождении подвижной нагрузки. При равном основании пути осевая нагрузка поездов и их

скорость движения оказывают меньшее влияние на напряжения в земляном полотне по сравнению с обычной конструкцией верхнего строения.

Существенно различается картина распределения напряжений, возникающих при прохождении поездов, на пути с железобетонными и деревянными шпалами. Так по данным [14, 15, 22] напряжения под железобетонными шпалами на уровне основной площадки на 34% больше аналогичных напряжений для пути с деревянными шпалами. Наибольшие значения напряжений в земляном полотне под воздействием различных подвижных единиц наблюдались для пути с железобетонными шпалами вблизи подрельсового сечения и для пути с деревянными шпалами по оси пути. С глубиной напряжения постепенно выравниваются. Эти закономерности не зависят от типа подвижного состава и скорости движения.

Ранее выполненные исследования [15, 20, 21] показали, что затухание напряжений по глубине в сечениях под рельсами, концами шпал и оси пути по вертикали происходит по экспоненте вида.

$$\sigma = \sigma_0^{-\lambda(h_i - h_0)}, \quad (1.1)$$

где σ – напряжение в земляном полотне на глубине h_i от подошвы шпалы, Па; σ_0 – напряжение на основной площадке земляного полотна на глубине h_0 от подошвы шпалы, Па; λ – коэффициент затухания напряжений с глубиной, 1/см; h_i и h_0 – в см.

Известно, что степень затухания напряжений в земляном полотне с глубиной возрастает в линейной зависимости от роста скорости.

Влияние динамических напряжений в земляном полотне по сравнению с напряжениями от собственного веса грунта существенно уменьшается с глубиной, при этом величина динамических напряжений на глубине 4,00 м составляет лишь 8% от величины напряжений, вызванных собственным весом грунта [23].

Напряжения на основной площадке земляного полотна в значительной

степени зависят от скорости движения поездов, наличия неровностей на поверхности катания головок рельсов, типов подвижного состава. Упругие деформации земляного полотна под воздействием восьмиосных полувагонов, из-за их большой погонной нагрузки, в среднем на 26% больше, чем под четырехосными полувагонами [15]. Также повышенные деформации происходят в земляном полотне под воздействием поездов по сравнению с четырехосными вагонами.

Согласно исследованиям [7] основополагающими факторами, влияющими на деформативность верхней части земляного полотна, являются осевая нагрузка и расположение осей подвижного состава.

Оценивая увеличение напряжений величиной динамического коэффициента, представляющего собой отношение напряжений при наличии неровностей к аналогичным напряжениям при ровных рельсах, Коншин Г.Г. отмечает, что при скоростях до 100 – 120 км/ч величина этого коэффициента может достигать для четырехосных вагонов и магистральных тепловозов величины 2,0 – 2,6 [15]. При этом зависимость вертикальных напряжений от скорости движения на основе широких экспериментальных исследований в работе [15] аппроксимировалась параболой второго порядка:

$$\sigma_0 = c + aV + bV^2, \quad (1.2)$$

где: a , b , c – постоянные коэффициенты, определяемые методом наименьших квадратов; V – скорость движения, км/ч.

Зависимость получена при исследованиях на пути с деревянными и железобетонными шпалами при толщине балласта под шпалой 30 см и скорости движения подвижного состава 0,84 – 28 м/с (3 – 100 км/ч), причем данная зависимость справедлива для любого типа подвижной нагрузки.

Исследованиями Прокудина И.В. [16, 17] при высоких скоростях движения выявлен сложный характер зависимости напряжений от скорости прохождения поезда. На участке пути с железобетонными шпалами и

мощностью балласта 105...110 см в интервале скоростей от 40 до 130 км/ч наблюдается пропорциональное увеличение напряжений (σ_n) и их пульсации ($\Delta\sigma$), а при дальнейшем повышении скорости значения напряжений почти стабилизируются. Эта зависимость может распространяться в интервале скоростей 40–250 км/ч. Экспериментальные данные хорошо аппроксимируются следующими логарифмическими функциями, полученными методом наименьших квадратов:

$$\sigma_n = -0,10 + 0,18 \lg V, \quad \Delta\sigma = -0,13 + 0,18 \ln V. \quad (1.3)$$

Анализируя причины, обуславливающие стабилизацию напряжений, авторы отмечают, что при высоких скоростях движения ходовые части проскакивают неровности пути, в то время как при меньших скоростях они перекатываются по всей длине неровности.

В исследованиях [17, 21] впервые выявлено распределение горизонтальных поперечных напряжений на уровне основной площадки и по глубине земляного полотна в сечении по оси рельса. Приведенные данные свидетельствуют о высоком уровне напряжений, зарегистрированных на основной площадке. Характерно, что на расстоянии 0,75 м от торца шпалы горизонтальные напряжения оказались на 50% больше вертикальных. Это убедительно свидетельствует о регистрации горизонтальных, поперек пути, напряжений не только под действием вертикальных нагрузок, но и под действием горизонтальных поперечных сил, образующихся на контакте колеса с рельсом. Исследования Стояновича Г.М. [20] подтверждают этот вывод.

Зависимость горизонтальных поперечных напряжений на основной площадке от скорости движения поездов характеризуется увеличением напряжений во всем диапазоне возрастания скоростей, но с несколько меньшей интенсивностью увеличения напряжений при скоростях свыше 160 км/ч.

1.2. Анализ существующих способов усиления земляного полотна

1.2.1. Традиционные способы усиления

В качестве противодеформационных мероприятий применяли укрепление земляного полотна в основном путем традиционной замены грунта, виброуплотнения, увеличения толщины балласта под шпалами [24] и увеличения плеча балластной призмы. Однако, использование традиционных способов укрепления не всегда эффективно и приводит к большим затратам средств и времени. В самом деле, при полной замене грунта на проблемных участках требуется его разработка, вывозка и замена на качественные крупно- и среднезернистые пески. При производстве работ необходимо дополнительное укрепление откосов щитами для ликвидации осыпей. Кроме этого необходимо вводить во временную эксплуатацию второй путь на период реконструкции, или использовать большое количество транспортных средств для вывоза старого грунта, что уже само по себе значительно увеличивает затраты на реконструкцию земляного полотна.

Увеличение мощности балластных материалов приводит к дефектам земляного полотна, а именно, к уменьшению и даже ликвидации обочин с образованием шлейфов из балластных материалов [25]. По мнению Блажко Л.С. [26, 27], компенсация остаточных деформаций методами утолщения и увеличения плеча балластной призмы при сохранении ее стандартной конструкции требует значительного увеличения объема щебня на 1 км и, кроме того, не всегда возможна из-за фактических размеров основной площадки (зауженность, отсутствие обочины или ее недостаточная ширина). Применение этого способа стабилизации пути не только влечет за собой значительные финансовые расходы [28], но и, в ряде случаев, из-за габарита контактной сети оказывается неосуществимым.

Программа ресурсосбережения, принятая на железных дорогах Украины, России и других стран, и постоянно повышающиеся требования к прочности и

устойчивости земляного полотна диктуют необходимость разработки и широкого внедрения современных способов укрепления земляного полотна. К ним относятся различные способы армирования земляного полотна буроинъекционными сваями, армогрунтовыми стенами, геосинтетическими материалами; устройство подбалластного грунтобетонного слоя, забивка шпунта, устройство свайного фундамента и др.

1.2.2. Современные способы усиления земляного полотна

В настоящее время одной из самых актуальных проблем на железных дорогах мира является проблема снижения затрат на реконструкцию и ремонт пути при соблюдении его надежности и стабильности. При этом постоянно повышающиеся требования к прочности и устойчивости земляного полотна диктуют необходимость разработки и широкого внедрения современных способов усиления земляного полотна. Изученность ряда этих способов позволяет уже в настоящее время применять их на эксплуатируемом земляном полотне в целях устранения деформаций. Ниже рассмотрены современные способы улучшения свойств грунтов, которые в определенных условиях могут быть использованы для укрепления земляного полотна железных дорог.

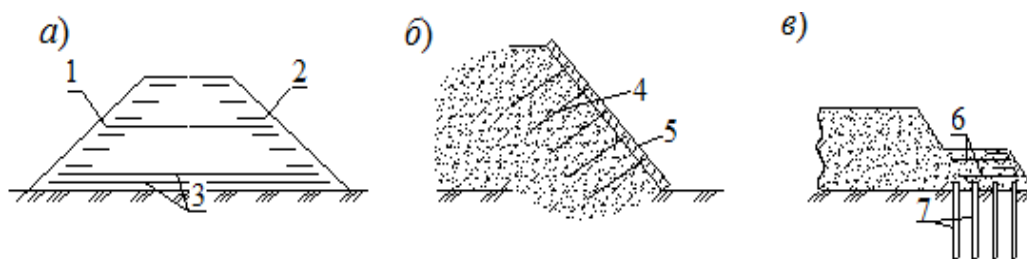


Рис. 1.1. Армогрунтовые конструкции:

- а* – армированная насыпь; *б* – нагельное крепление откосов;
в – армированный контрбанкет; 1 – внутреннее армирование; 2 – откосное армирование; 3 – армирование основания; 4 – металлические нагели;
 5 – поверхностное укрепление (георешетки, плиты, торкретбетон);
 6 – горизонтальное армирование; 7 – вертикальное армирование (бетонные микросваи)

Армирование грунтов, является одним из наиболее эффективных способов упрочнения грунтов, предложено французским инженером Видалем (рис. 1.1). Основная особенность способа заключается в том, что такой грунт является техногенной геокомпозитной несущей конструкцией. Обычные дисперсные грунты практически не воспринимают растягивающие напряжения, поэтому для их компенсации в грунт укладывают одиночные стержни или каркасы, чаще всего из металла либо синтетических материалов [29 – 34].

Для укрепления оснований и насыпей предложено их глубинное уплотнение грунтовыми или щебеночными сваями. Сущность этого способа заключается в устройстве на определенном расстоянии друг от друга скважин, которые затем заполняют уплотненным грунтом [34 – 38].

Для образования скважин применяют способы, при которых грунт не извлекается на поверхность, а вытесняется в окружающий массив, в результате чего происходит его уплотнение. Сами скважины, заполненные утрамбованным грунтом, еще более повышают несущую способность земляного сооружения.

С начала 80-х годов в железнодорожном строительстве и путевом хозяйстве железных дорог США в конструкциях пути начали выборочно применять асфальт горячей укладки – материал, подобный используемому в земляном полотне покрытия автомобильных дорог [38]. Асфальт укладывают в качестве опорного слоя под балластной призмой вместо щебеночного подбалластного слоя и геотекстиля (рис. 1.2). Как правило, слой асфальта толщиной 125 – 200 мм помещают между земляным полотном и обычным балластом.



Рис. 1.2. Схема конструкции пути со слоем асфальта

Первые случаи применения асфальта имели место при реконструкции действующих линий там, где щебеночное основание оказывалось недостаточно устойчивым. В настоящее время применение асфальта распространили и на новое строительство. Решение об этом приняли в силу геотехнических проблем, связанных с присущими щебеночному основанию недостатками, а также как способ сохранения требуемых характеристик пути на более длительный срок и увеличения срока службы элементов верхнего строения пути. Основные достоинства подбалластного асфальтового слоя, согласно [38], состоят в следующем:

- лучшее, более равномерное распределение нагрузок от верхнего строения пути на нижележащие несущие слои земляного полотна с уменьшением абсолютных значений напряжений и сохранением несущей способности полотна даже при его не вполне удовлетворительном состоянии;
- практически полная герметичность (водонепроницаемость) слоя, обеспечивающая полный отвод воды в кюветы и предотвращающая обводнение и, следовательно, ухудшение характеристик земляного полотна;
- увеличение сопротивляемости пути сдвигу;
- высокая упругость слоя, снижающая склонность земляного полотна к образованию выплесков без повышения жесткости основания;
- хорошее качество поверхности слоя, облегчающее укладку балласта и элементов рельсошпальной решетки в любых погодных условиях.

В связи с этим, наиболее целесообразным применение конструкции с подбалластным слоем асфальта представляется на линиях с интенсивным движением тяжеловесных грузовых и скоростных пассажирских поездов, где поддержание пути в надлежащем состоянии сопряжено с проблемами, касающимися:

- достижения и сохранения достаточной прочности и устойчивости земляного полотна;
- обеспечения удовлетворительных характеристик по дренажу;

- снижения уровня грунтовых вод до уровня, предотвращающего ослабление полотна;
- снижения уровня напряжений в рельсах и стыках на подходах к мостам, тоннелям и в иных местах резкого изменения жесткости пути.

Длительные наблюдения и испытания на эксплуатируемых путях показали, что малопористый асфальт в практически герметичном слое почти не подвержен окислению под воздействием воздуха и воды, ему свойствен низкий коэффициент теплового расширения и увеличения объема. Слой имеет достаточно высокий, длительно сохраняемый модуль жесткости и в то же время некоторую упругость. Не менее важно и то, что склонность смеси к расплыванию и деформации при высокой температуре и к растрескиванию при низкой мала, благодаря чему усталостная прочность слоя остается высокой в течение длительного времени. В Ростовском государственном университете путей сообщения на кафедре "Путь и путевое хозяйство" под руководством д.т.н., проф. Грицыка В.И. также разработан способ повышения стабильности железнодорожного пути путем усиления основной площадки земляного полотна устройством асфальтового покрытия по уплотненному слою старого щебеночного материала в подбалластной зоне пути и стрелочных переводов. Согласно [39] асфальтовое (асфальтобетонное) покрытие фиксирует положение основной площадки; исключает загрязняемость балласта подстилающим грунтом и избыточное увлажнение грунта атмосферными осадками; не препятствует поровой миграции и испарению влаги; повышает несущую способность грунтов основной площадки земляного полотна; в 1,5 – 2,0 раза увеличивает межремонтные сроки. Полученные выводы совпадают с результатами исследований зарубежных авторов [38, 40].

Основным недостатком вышеописанного способа усиления земляного полотна является, на наш взгляд, отсутствие разработанной технологии, позволяющей при реконструкции укладывать слой асфальтового покрытия без снятия рельсошпальной решетки, ограничиваясь подъемом пути и вырезкой балласта. Кроме того, материальные затраты при устройстве асфальтового

подбалластного слоя по сравнению с альтернативным увеличением толщины балластного слоя по данным [42] выше на 70 – 100%. Достаточно широко используется и такой метод повышения несущей способности основной площадки, как химическое закрепление грунтов. Эти методы известны и используются в строительстве сравнительно давно. Наиболее распространенными из них являются цементация, смолизация, силикатизация, обработка грунтов кремнийорганическими соединениями, известкование. Перечисленные способы применяются, главным образом, для упрочнения грунтов основной площадки, т.е. фактически выполнение такого рода мероприятий ведет к созданию подбалластного укрепленного слоя грунта, способного воспринимать повышенные вибродинамические нагрузки. Полученный слой можно рассматривать как подбалластную плиту, уложенную на основную площадку земляного полотна. Эти плиты впервые были уложены в России в 1903 г. В США их начали укладывать в 1919 – 1920 гг., а позднее в Англии, Голландии, Чехословакии. Основная идея в создании такой конструкции – это распределить нагрузку от поезда на большую площадь и создать гидроизоляцию, позволяющую предотвратить проникновение воды в балластные углубления. О.М. Резников полагает [43], что стабилизирующий эффект подбалластных плит объясняется включением в работу большего массива грунта за счет возможности деформирования по новым более длинным поверхностям скольжения. Такого же мнения придерживается Смоляницкий Л.А. [44]. Прочность подбалластной плиты должна быть обеспечена за счет достаточной ее толщины. Ряд исследователей, таких как, Тихомиров В.И., Каримов М.С., Марготьев А.Н. [14, 45 – 46] эту толщину рекомендуют определять на основании ее распределяющей способности. Смоляницкий Л.А. [44] предлагает рассчитывать толщину плиты с учетом ее работы на изгиб. В качестве таких плит О.М. Резников применил железобетонные плиты [47 – 49], Г.М.Стойнович – жесткие плиты с использованием вяжущих на основе цемента, фосфатов, извести и т.п. [47, 50], С.А. Косенко – жесткие плиты из битумосодержащих пород. Проведенные этими авторами исследования

показали, что по сравнению с обычной конструкцией пути напряжения в подрельсовом сечении снижаются в первом случае на 25 – 30%, при втором варианте – на 45 – 48%, при третьем варианте – на 10 – 15% [47]. При этом существенно увеличились напряжения в сечениях по оси пути и концам шпал. Таким образом, плиты перераспределяют нагрузку от поездов, выравнивая ее за счет включения в работу дополнительных объемов грунта за пределами шпал и междушпальных ящиков. При этом уменьшились остаточные деформации основной площадки и просадки пути в целом.

В 1998 году на Октябрьской железной дороге были выполнены работы по созданию закрепленного подбалластного слоя с применением вяжущего на основе цемента. Проведенные затем исследования показали снижение на 200% упругих деформаций подрельсового основания и уменьшение напряжений в 2 – 3 раза [51]. Тем не менее, несмотря на большую эффективность в лечении земляного полотна, данный способ отличается значительным удорожанием работ, а также снижением темпа производства работ в связи с тем, что на данный момент для закрепления подбалластного слоя указанным способом необходимо снимать рельсошпальную решетку.

Варианты технологии создания закрепленного слоя без разборки пути с применением машины глубокой очистки щебня, предложенные специалистами ПГУПС [51], не нашли пока широкого применения в практике производства. Фирма *Beratenden Ingenieur ARCADIS Trischler & Partner* предлагает концепцию стабилизации грунта засыпкой цемента или извести с целью снижения практически до нуля ее осадки [52]. Путем стабилизации материалов насыпи получают грунты с высокой когезией, характеристики которых вводят в расчеты величины осадки. В результате такая насыпь может рассматриваться как жесткая на изгиб балка. Это улучшает условия движения в местах нахождения насыпи над трубопроводами, водопропускными трубами, зонами со слабыми грунтами основания. Одновременно минимизируется долговременная собственная осадка, иначе говоря, насыпь динамически стабилизируется. В этом случае ставилась задача достижения требуемых

характеристик грунта путем выбора в зависимости от его вида различных связующих и их количества. Метод стабилизации грунта опробован при строительстве линии Эрфурт – Лейпциг/Галле и на одном из участков новой линии Кёльн – Рейн/Майн. Компания ARCADIC Trischler & Partner предлагает этот метод в качестве стандартного метода стабилизации насыпей для строительства высокоскоростных железнодорожных линий и автомобильных магистралей.

Немецкая фирма J. Mobius Bau Gesellschaft & Co. предложила изготавливать и устанавливать в грунт сваи особой конструкции, которые воспринимают вертикальные нагрузки и передают их на нижележащие слои с высокой несущей способностью [53]. Технология изготовления свай заключается в том, что в стальную трубу, погруженную в грунт вибростробом, закладывают предварительно сформированный в виде рукава геотекстиль. Внутренний объем рукава заполняют грунтом. Следующей операцией является извлечение трубы и уплотнение засыпанного грунта, в результате чего геотекстиль растягивается по окружности. По данным этой фирмы можно применять и материалы с высокой прочностью на растяжение [53]. Уменьшения нагрузки на балласт, а, следовательно, и на основную площадку земляного полотна можно достичь заменой поперечных шпал на продольные лежни [54 – 56]. Благоприятное распределение нагрузки на балласт здесь достигается не только за счет увеличения поверхности опирания, но, прежде всего, благодаря большой изгибной жесткости лежней. Рельсы, уложенные на лежни, имеют по всей длине одинаковые условия опирания. Проведенные в научно-исследовательском институте железнодорожной техники Японии (RTRI) исследования [56] показали, что лежневая конструкция позволяет снизить нагрузку на балласт на 50 % по сравнению с традиционной конструкцией пути и, как следствие, уменьшить неравномерную осадку пути, характерную для обычного пути со шпалами. При этом нагрузка распределяется более равномерно, что в сочетании с лучшей способностью продольной шпалы воспринимать неравномерную плотность балласта должно в

перспективе существенно повысить надежность пути. Тем не менее, предпринимавшиеся попытки использования лежней обнаружили ряд проблем, в частности, связанных с шириной колеи и недостатками самой конструкции, а также трудностями при образовании отвода возвышения рельса.

В связи с тем что, верхнее строение пути на балласте во многих отношениях работает на пределе технических возможностей, для новых высокоскоростных линий безбалластный путь является реальной альтернативой балластному. В конструкциях безбалластного пути самый слабый элемент классического пути, а именно балласт, заменяется с равномерно распределенной нагрузкой несущей плитой из бетона или асфальта, на которую укладываются рельсы [57 – 59]. Например, в 1996 г. проводились испытания семи новых конструкций пути на жестком основании [57]. Для эксплуатационных испытаний DBAG подобрали участки на линии Rheintalbahn между Мангеймом и Карлсруэ, перегон Вагхойзель – Нойлусхайм, где допустимая скорость движения поездов составляла 160 км/ч, а суточная пропускная способность – 100 тыс. т. Анализ результатов испытаний различных вариантов конструкций безбалластного пути выявил преимущества и недостатки отдельных технических решений, но, в целом, позволил сделать следующий вывод: качество пути, достигнутое при его строительстве, остается неизменным при увеличении эксплуатационных нагрузок, благодаря чему улучшается динамика пути и обеспечивается устойчивая плавность хода [57].

К преимуществам безбалластного пути, как показали длительные исследования в Японии и Германии, относятся низкие затраты на текущее содержание, малая строительная высота, позволяющая сооружать тоннели меньшей высоты. При этом обеспечиваются исключение возможности выброса пути, высокая надежность и отсутствие необходимости в борьбе с растительностью. Недостатки заключаются в высоких капитальных затратах и расходах на модернизацию или корректировку, а также в необходимости укладки шумопоглощающих покрытий [57, 58].

Большинство вариантов армирования относится к новому строительству.

При реконструкции или усилении грунтовых сооружений применение гибких армирующих элементов трудно реализуемо, вместе с тем его необходимо выполнять для повышения эффективности их укрепления

1.3. Исследования эффективности армирующих материалов для усиления земляного полотна в мировой практике

При строительстве железнодорожного пути часто приходится решать вопросы повышения несущей способности грунта, укрепления земляного полотна, особенно на слабых грунтах. Армирование подразумевает использование в грунтовых конструкциях специальных элементов, которые позволяют увеличить механические свойства грунта. Работая в контакте с грунтом, армирующие элементы перераспределяют нагрузку между участками конструкции, обеспечивая передачу напряжений с перегруженных зон на соседние недогруженные. Эти элементы могут быть изготовлены из различных материалов, удовлетворительно работающих на растяжение: металл, древесина, железобетон, структуры из стеклянных или полимерных волокон и т.д. Концепция армирования не нова, но ее применение с древних времён говорит об эффективности метода в целом. Существуют и неординарные способы укрепления земляного полотна [104]. В последние годы одним из наиболее перспективных и широко используемых в транспортном строительстве способов укрепления земляного полотна стало применение различных видов геосинтетических материалов (геотекстили, геосетки, георешетки, геоячейки, геомембраны, геоматы, геокомпозиты различных видов). Геоматериалы используются в транспортном и гражданском строительстве многих ведущих стран мира (Великобритания, Германия, Франция, Швейцария, Австрия, Франция, Италия, США, Россия, Украина) и хорошо зарекомендовали себя при решении различных инженерных задач [75, 105 – 123].

1.3.1. Эффективность армирующих материалов для усиления земляного полотна

Одним из самых дешевых и легкодоступных строительных материалов является грунт. И поэтому, несмотря на то, что его механические свойства оставляют желать лучшего, он всегда пользовался популярностью у инженеров-строителей. Армированный грунт, как строительный материал, представляет собой комбинацию грунта и арматуры и обладает более высокими механическими свойствами. Термин «армогрунт» был впервые введен Видалем в 1965 г. для выполнения армированных засыпок подпорных стен. При армировании характеристики сыпучих грунтов, обладающих прочностью на сжатие и сдвиг, но не обладающих прочностью на растяжение, могут быть значительно улучшены путем введения упрочняющих элементов в направлении деформации растяжения таким же образом, как в железобетоне. Особенно широко армированный грунт применяется в конструкциях, поддерживающих горизонтальные и наклонные земляные насыпи при сооружении насыпей железных дорог, подпорных сооружений, устоев мостов диванного типа и т.д. в качестве упрочняющих элементов. В последние годы в практике строительства все чаще используются геосинтетические материалы. Исследованиям особенностей работы различных грунтовых конструкций, армированных геоматериалами, посвящены работы таких ученых, как: Шахунянц Г.М., Яковлева Т.Г., Тимофеева Л.М., Джоунс К.Д., Гольдштейн М.Н., Коншин Г.Г., Ашпиз Е.С., Грицык В.И., Стоянович Г.М., James K, H. Vidal, I. Juran, Ernest T. Selig, John M. Waters, M.S. Matharu, Ермаков В.М., Виноградов В.В Ангелейко В.И., Прокудин И.В., Блажко Л.С., Петряев А.В., Рыбкин В.В., Даниленко Э.И., Петренко В.Д. и др.[4, 6, 29,39,61-73, 81,104, 114,124, 110, 128 -159, 162-188].

Геосинтетики используются на железных дорогах с 1970-х годов. Они имеют характеристики, полностью удовлетворяющие предъявляемым требованиям при условии правильной укладки. Основными из этих требований являются малая повреждаемость при укладке, сопротивляемость значительным

эксплуатационным нагрузкам, высокая абразивная износостойкость и способность сохранять рабочие свойства в течение всего срока службы. Современные геосинтетические материалы применяются на железных дорогах всех стран Европы при строительстве и реконструкции пути, зданий и сооружений разного назначения с контактом или без контакта с другими строительными и конструкционными материалами. Однако наибольшее распространение геосинтетические и геокомпозитные материалы получили в конструкциях земляного полотна. В частности, нетканый геотекстиль, на данный момент самый распространенный среди геосинтетиков, представляет основу дренирующего слоя, а в теле насыпей вступает в совместную работу с балластным слоем и грунтом основной площадки земляного полотна, выполняя функции упрочняющей арматуры и элементов разделения и защиты разных слоев грунта при распределении и смягчении нагрузок от подвижного состава [60, 74].

Теоретические и экспериментальные исследования в разных странах мира, а также наблюдения за состоянием опытных участков позволили установить, что геотекстиль, помещенный на основную площадку, вступает в совместную работу с балластным слоем и грунтом основной площадки, при этом напряженно-деформированное состояние массива изменяется. Исследованиями Калитина С.В. [74] установлено, что прослойка геотекстиля препятствует появлению остаточных деформаций балласта, так как свобода перемещения отдельных его частиц ограничивается. Кроме того, в этой же работе определено, что на прочность щебеночной балластной призмы с геотекстилем наиболее существенное влияние оказывает прочность геотекстиля, а не трение геотекстиля и балласта, так как при их взаимодействии в геотекстиле появляются мелкие проколы, приводящие к закреплению мелких частиц щебня, прилегающих к геотекстилю и создающих эффект «прилипания». Эксперименты, проведенные австрийской фирмой Polyfelt Ges m.b.h. также показали, что геотекстильные материалы повышают несущую способность земляного полотна на 15 – 20 %, по сравнению с конструкцией без

геотекстиля[144].

При эксплуатационных испытаниях геотекстиля в США в 1977 г. [75] выявлено, что максимальные измеренные давления в земляном полотне мало зависят от скорости движения, а уровни давлений в нем в продольном и поперечном направлениях практически одинаковы. Причем не выявлено заметного отличия между уровнем давлений на участках с геотекстилем и на контрольных.

Согласно исследованиям Блажко Л.С. [26], при укладке на основную площадку земляного полотна геотекстиля, его следует рассматривать только как разделительный слой, предотвращающий загрязнение балластного слоя частицами грунта. Придание геотекстилю рабочей функции снижения напряжений, с точки зрения автора, ничем не оправдано, и не должно приводить к проектным решениям, связанным с уменьшением толщины балластного слоя, т.к. с течением времени, по мере наработки тоннажа это приведет к появлению остаточных деформаций в подрельсовой зоне. Вместе с тем, геотекстиль на основной площадке земляного полотна под балластным слоем выполняет две функции:

- разделительный слой, препятствующий загрязнению щебеночного балласта;
- дренажный элемент, препятствующий попаданию атмосферных осадков в грунт земляного полотна.

Следовательно, по мнению автора, ниже него нужно стелить другой геотекстиль для упрочнения тела земполотна.

По мнению других исследователей, правильно выбранный геосинтетический материал способен изменить пограничные условия путем использования трех основных механизмов: локализация (или ограничение поперечного перемещения), распределение нагрузки и эффект натянутой мембраны Монтанелли и Римольди (Халибертон и др.) (*Haliburton et al.*), 1981) [76].

Некоторые исследователи выделяют четыре различных способа

функционирования армирующего геосинтетического материала внутри слоя грунта (Жиро и др. (Giroud et al.), 1984) [77].

Исследователи (Montanelli & Rimoldi, 1994) [78] пришли к выводу, что, поскольку георешетка передает напряжения путем трения и сцепления, причем отверстия позволяют обеспечивать сцепление с частицами грунта среднего и крупного размера, передача напряжений путем сцепления будет производиться не эффективно, если стыки георешетки не способны обеспечить высокого сопротивления растяжению.

В Германии провели всесторонние испытания системы «верхнее строение пути – земляное полотно» с моделированием эксплуатационных нагрузок [79]. Между мелкозернистым балластом и защитным слоем земляного полотна укладывали геоматериалы различных видов. Анализ этих результатов показал, что: реконструированное земляное полотно с геоматериалами во всех экспериментах после длительного нагружения сохраняло более высокую несущую способность, с уменьшением несущей способности грунта влияние геоматериалов усиливается; геоматериалы с высокопрочной на растяжение основой дают заметное повышение несущей способности. Испытания геоматериалов различных типов в эксплуатационных условиях позволили Дрезденской школе сделать вывод, что применение геоматериалов дает более заметные результаты при слабых грунтах. При этом происходит заметное увеличение несущей способности и стабилизация несущих слоев земляного полотна.

В 1989-1992 гг. во ВНИИЖТе под руководством д.т.н. Г.Г. Коншина и при участии И.В. Прокудина из ПГУПСа и Г.М. Стояновича из ДГАПСа были выполнены комплексные исследования работы земляного полотна с геосеткой на основе стеклосетки марки СПАП–КАМА (ТУ 6-11-217-76) [50, 80 – 84]. Коншиным Г.Г. были проведены также исследования по определению влияния вида материала в защитных покрытиях и глубины их укладки на напряженное состояние земляного полотна. Исследования проводились на стенде лаборатории земляного полотна ВНИИЖТа, который представлял собой

металлический короб прямоугольной формы размером 3,2x2,0 м, заполненный от основания песком, а выше – щебнем.

Защитные покрытия укладывали на глубину $h_{\text{арм}} = 0,25$ м, 0,35 м, 0,45 м, 0,54 м от подошвы шпалы, а напряжения измеряли на основной площадке на уровне $h_0 = 0,55$ м. Кроме того, были проведены исследования по оценке влияния осевых нагрузок на армирующую функцию защитных покрытий. Эта часть исследований была выполнена на экспериментальном кольце ВНИИЖТа. Опытный участок представлял собой насыпь из крупнозернистого песка высотой до 4,00 м. Верхнее строение состояло из рельсов Р65 длиной 12,5 м, железобетонных шпал со скреплениями типа КБ, щебеночного балласта. Сравнивали 2 конструкции пути: конструкция 1 – типовая, конструкция 2 – с двухслойным защитным покрытием из геосетки и геотекстиля, которое располагалось на глубине 0,35 м. В обеих конструкциях производился замер напряжений на уровне основной площадки земляного полотна в средней части звена и в зоне стыка рельсов на глубине 0,55 см. Результаты лабораторно-стендового натурного моделирования и испытаний в эксплуатационных условиях конструкций пути с защитными покрытиями из геосеток, полученные Коншиным Г.Г. [84], показали следующее: армирующая функция защитных покрытий определяется, прежде всего, прочностными свойствами синтетических материалов. Покрытия в один слой из геотекстиля обладают низкой армирующей способностью, поэтому геотекстиль следует применять совместно с геосетками.

Наибольший эффект в перераспределении вибродинамических нагрузок на основной площадке земляного полотна получен при укладке защитных покрытий на глубине 0,25 – 0,35 м.

Защитные покрытия из синтетических материалов улучшают работу основной площадки земляного полотна в различных эксплуатационных условиях при широком диапазоне изменения осевых нагрузок и скоростей движения.

Вертикальные напряжения на основной площадке для конструкции пути

с защитными покрытиями из синтетических материалов распределяются более равномерно по сравнению с типовой конструкцией. Полученная эпюра распределения напряжений может быть использована в качестве расчетной нагрузки на земляное полотно при определении его прочности и устойчивости.

Защитные покрытия из синтетических материалов повышенной прочности могут быть использованы там, где есть интенсивное динамическое воздействие поезда нагрузки. Это, прежде всего, участки с повышенными просадками пути и деформациями основной площадки в виде балластных углублений, разжижением глинистого грунта и выплесками его из-под шпал, а также в зонах стыков рельсов, в стрелочных переводах, уравнильных пролетах бесстыкового пути.

Снижение воздействий подвижного состава на основную площадку земляного полотна позволяет повысить ее стабильность и, тем самым, уменьшить затраты на содержание пути в целом.

Следует отметить, что несмотря на наибольший эффект в перераспределении вибродинамических нагрузок на основной площадке земляного полотна, конструкцию с глубиной укладки защитных покрытий 0,25 – 0,35 м к внедрению на железных дорогах рекомендовать нельзя, т.к. при проведении капитального ремонта пути армирующий слой будет поврежден после прохода машины по глубокой очистке щебня. Необходимо производить укладку геоматериалов на глубину не менее 0,45–0,50 м под подошвой шпалы, либо соответствующими расчетами обосновать целесообразность и экономическую эффективность применения геоматериалов в конструкции усиления балластного слоя на период между капитальными ремонтами пути.

Выполненные на Октябрьской железной дороге при научном сопровождении ЛИИЖТа работы по армированию основной площадки, и проведенные эксперименты под руководством Жинкина Г.Н. позволили оценить влияние геосетки на несущую способность земляного полотна [81].

Согласно исследованиям, выполненным Блажко Л.С. в 2000 – 2002 гг. на линии Санкт-Петербург – Москва, для обеспечения надежной работы

балластного слоя и грунтов основной площадки земляного полотна следует рассмотреть вариант с укладкой геоматериалов в конструкцию балластной призмы на глубину не менее 50 см от нижней постели шпалы.

При этом, ориентируясь на конкретную эксплуатационную ситуацию (скорость движения, осевые нагрузки, грузонапряженность, характер перевозимых грузов, несущую способность грунтов земляного полотна и основания и др.), должен быть сделан выбор типа геоматериала. Результаты экспериментальных исследований с различными геоматериалами на линии Санкт-Петербург – Москва показали [26, 27]: применение геоячеек, влияющих на модуль упругости подрельсового основания в сторону его снижения (при щебне фракции 20 – 60 мм), на участках с рельсами Р50 при осевых нагрузках до 25 т рекомендовать нельзя, т.к., при снижении напряжения в балласте и на основной площадке земляного полотна, они будут приводить к увеличению упругого прогиба рельсов под нагрузкой и кромочных напряжений изгиба, существенно уменьшая ресурс надежной работы рельсов. В то же время на конструкции пути с рельсами Р65 при тех же осевых нагрузках, но при скоростях движения не более 60 км/ч их укладка будет оправдана, т.к. эффект от реализации рабочих функций снижения и выравнивания в целом будет положителен;

- использование в балластной призме геосеток и георешеток в меньшей степени сказывается на уменьшении напряжений в балласте на уровне основной площадки земляного полотна, причем укладка двух слоев с интервалом в 20 см практически не изменяет напряженно-деформированное состояние конструкции пути по сравнению с однослойной укладкой.

- на звеньевом пути, имеющем по длине рельса зоны с различной интенсивностью накопления остаточных деформаций, укладка жестких геосеток или георешеток дает положительный эффект.

геокомпозит незначительно, но влияет на уменьшение модуля упругости подрельсового основания, что более предпочтительно, с точки зрения коррозионно-усталостной работы рельсов по сравнению с работой рельсов на

участке укладки геоячеек. При этом наблюдается практически такое же, как и у геоячеек снижение чувствительности зоны основной площадки земляного полотна к росту скоростей движения поездов – к росту динамической составляющей вертикального давления, зависящей от скорости движения. На участках укладки геосеток и георешеток такой эффект практически отсутствует.

Результаты других испытаний, выполненных в Англии [85], показали, что георешетка увеличивает жесткость подрельсового основания и снижает интенсивность осадки пути до уровня, соответствующего земляному полотну из стабильных грунтов. Кроме этого, снижаются и упругие осадки, что способствует обеспечению равножесткости пути по его длине.

В последние годы для решения проблемы усиления земляного полотна широко используются объемные георешетки (геоячейки) [86 – 96]. Эффективность применения геоячеек для усиления основной площадки земляного полотна подтверждается данными, полученными при обследовании опытных объектов [87, 88, 91, 96] и лабораторными исследованиями [97, 98].

В Центре транспортных технологий (ТТС) в Пуэбло, США, проводились исследования и испытания различных методов укрепления пути земляного полотна в условиях высоких осевых нагрузок от подвижного состава [99]. Для этого участок экспериментального пути, предназначенного для изучения тяжеловесного движения, уложили на заведомо слабом основании и провели несколько циклов испытаний. Для повышения несущей способности пути на слабом основании испытывали разные методы его укрепления:

- увеличение толщины балластного и подбалластного гранулированного слоя;
- усиление за счет использования геоячеек.

Увеличение толщины гранулированного слоя до 685 мм способствовало улучшению характеристик пути, однако после интенсивных дождей вновь начались его осадка и деформирование.

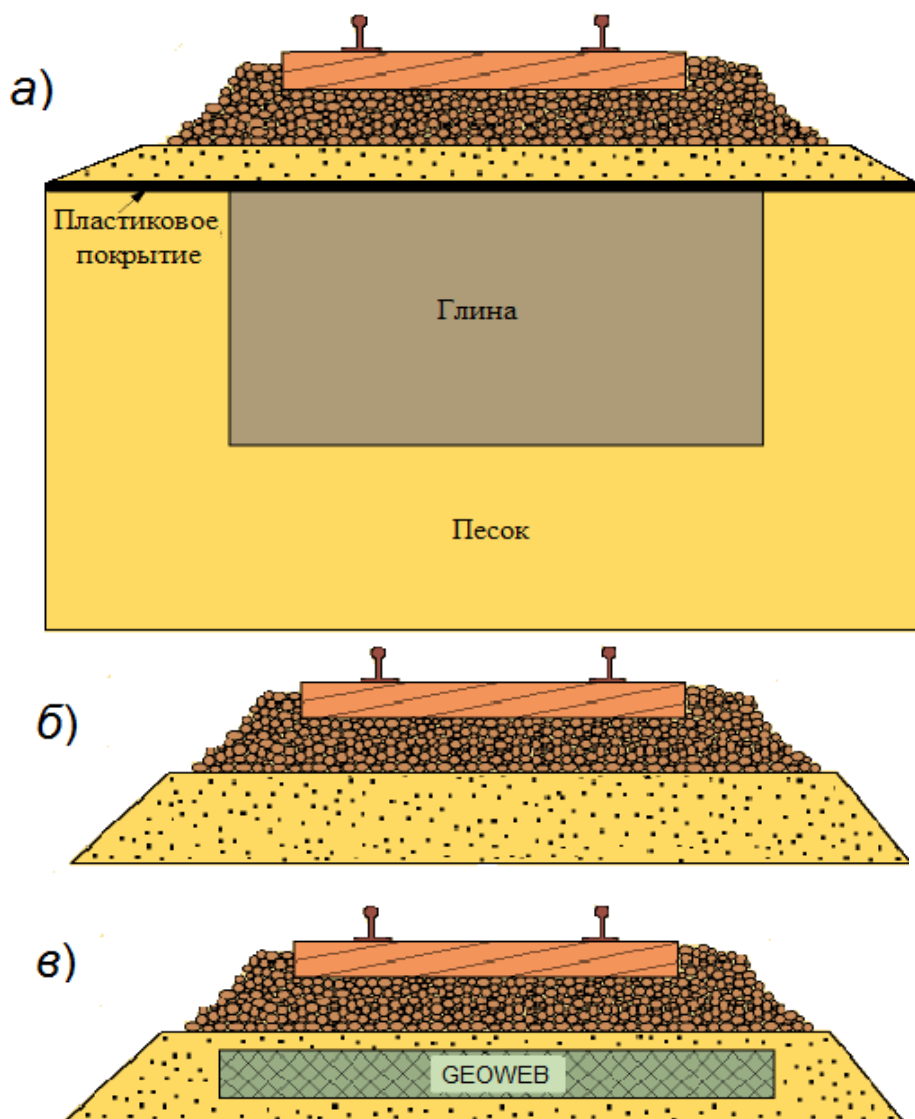


Рис. 1. 3. Поперечное сечение пути при разных вариантах его конструкции:
а – варианты обычной конструкции: первый (без пластикового покрытия) и третий (с пластиковым покрытием); *б* – вариант второй (с увеличенной толщиной гранулированного слоя); *в* – конструкция с геосинтетическим материалом GEOWEB

Существенного повышения несущей способности пути удалось добиться укладкой в подбалластный слой геосинтетического материала при общей толщине балластного и подбалластного слоя 610 мм. На рис. 1.3 (*а*, *б*, *в*) показаны исходное и измененные поперечные сечения пути на слабом земляном полотне. В исходном состоянии (рис. 1.3, *а*) суммарная толщина гранулированного слоя составляла 455 мм (305 мм балластный и 150 мм

подбалластный слой). После первого изменения конструкции во втором варианте (рис. 1.3, б) общая толщина гранулированного слоя была доведена до 685 мм (305 мм балластный и 380 мм подбалластный слой). В третьем варианте (рис. 1.3, а) суммарная толщина гранулированного слоя оставалась, как и в первом, равной 455 мм, но поверх глинистого грунта уложили водонепроницаемое пластиковое покрытие.

В первом и третьем вариантах (по каждому было пропущено по 35–55 млн. т поездной нагрузки) в результате осадок земляного полотна в начальный период в пути постепенно нарастали остаточные деформации. Поэтому требовалось выправлять путь через 10 – 25 млн. т. Однако к концу рассматриваемого периода в каждом из этих вариантов интенсивность расстройств пути возрастала настолько, что периодичность выправки пришлось сократить до 1 – 2 млн. т, а позже потребовалось временно прекратить движение поездов для полного восстановления пути.

В результате обследования поврежденного земляного полотна обнаружены места со значительным выдавливанием грунта в зоне рельсов и торцов шпал. В просевших местах на основной площадке земляного полотна выявлено наличие воды. Это имело место даже в присутствии пластикового покрытия, примененного в третьем варианте. Во втором варианте суммарная толщина гранулированного слоя была увеличена за счет подбалластного. Благодаря этому до пропуска 8,5 млн. т поездной нагрузки земляное полотно и рельсовая колея находились в удовлетворительном состоянии, что явилось следствием снижения напряжений в земляном полотне от подвижной нагрузки. Однако после пропуска указанной поездной нагрузки в результате интенсивных дождей произошло обводнение толстого подбалластного слоя, что снизило его способность равномерно передавать нагрузку от подвижного состава на земляное полотно. Вследствие увеличения напряжений быстро возросли деформации в земляном полотне, и через некоторое время отступления в положении рельсовой колеи превысили допустимые.

В начале 1997 г. по завершении испытаний с третьим вариантом

укрепления слабого земляного полотна на опытном участке уложили разработанный компанией Presto Products геосинтетический материал GEOWEB, имеющий ячеистую (сотовую) структуру с переменной высотой открытых сверху и снизу ячеек. В данном случае высота ячеек была равна 205 мм. В четвертом варианте (рис 1.3, в) показано поперечное сечение пути с использованием материала GEOWEB шириной 3,7 м. Его уложили поверх подбалластного слоя толщиной 100 мм, а отверстия ячеек сверху заполнили тем же гранулированным материалом, что и в подбалластном слое. Для уплотнения заполнителя в ячейках по ним пропустили стальной вибрационный каток. Затем поверх GEOWEB отсыпали подбалластный слой толщиной 100 мм, так что суммарная толщина подбалластного слоя с GEOWEB составила 405 мм. Таким образом, вместе с 205-мм слоем балласта общая, включая GEOWEB, толщина усиленного гранулированного слоя, уложенного на слабое основание, составила 610 мм.

Наиболее эффективным средством снижения напряжений в слабом земляном полотне является, как известно, увеличение жесткости вышележащего слоя. Поскольку боковые стенки ячеек GEOWEB удерживают насыпанный в них гранулированный материал от бокового распираания, общая жесткость комбинированного подбалластного слоя в результате этого возрастает и его несущая способность повышается.

Испытания показали, что при наличии геосинтетического материала в пути средняя величина его модуля упругости увеличилась со 140 до 175 кг/см², а средние напряжения в слабом земляном полотне в подрельсовой зоне уменьшились с 0,9 до 0,7 кг/см². С момента укладки GEOWEB по опытному участку пути пропустили 165 млн.т брутто поездной нагрузки, и наблюдавшиеся отклонения в положении пути не превышали допустимых Федеральной железнодорожной администрацией (FRA) для пути четвертого класса. При этом выправлять путь не понадобилось.

В 2002 году в грунтовом канале Союз ДОРНИИ была проведена серия испытаний геоячеек GEOWEB с заполнителем (песком) под нагрузкой от

жесткого штампа с целью определения модуля упругости конструкции [97].

По результатам испытаний был сделан вывод о том, что модуль упругости песка при совместной работе с геоячейками GEOWEB возрастает по меньшей мере в 4 раза по сравнению с контрольным образцом и составляет 462,1 МПа [97].

В Германии приступили к проектированию и строительству насыпей, усиленных геосинтетическими материалами на металлических сваях длиной 10 – 30 м с оголовками из сборного железобетона, однако опыта работы с ними еще не было. Для того чтобы убедиться в приемлемости и надежности свай, разработали программу мониторинга их состояния. Измеряли напряжения в геосинтетических материалах и сваях под проходящими поездами, а также осадку свай и горизонтальное смещение геосинтетических материалов и грунта насыпи. Полученные данные показали, что сооружение находится в безопасном состоянии и соответствует всем нормативам [100]. Поезда при движении со скоростью до 160 км/ч имели более плавный ход на участках насыпей со свайным усилением, чем на соседних участках обычной конструкции, где слабый грунт с органическими включениями был заменен на уплотненный песок. Исходя из результатов испытаний, приняли решение прибегать к применяемой ранее традиционной замене слабого грунта только в местах, где толщина подвергающегося сильным сжимающим нагрузкам слоя составляет менее 4 м, а в местах, где органическая глина имеет слои большей мощности (вплоть до 20 м и более), усиливать насыпи сваями и геосинтетическими материалами с двухосной ориентацией волокон, имеющими кратковременный предел прочности на растяжение 150 кН/м в продольном и поперечном направлениях.

Подобное же решение принято на железных дорогах Германии (DBAG) в отношении строительства высокоскоростных линий в районах со слабыми грунтами. Слои слабых глинистых грунтов, как правило, имели толщину порядка 6 – 8 м от поверхности до прочного основания из галечника и гравийного песка. Давление на грунт от подвижной нагрузки здесь изменяется в

пределах 15 – 25 кПа. При высоте насыпей примерно 1,5 м в качестве вертикальных усиливающих элементов выбрали бетонные сваи длиной 1,8 м и диаметром 600 мм, опирающиеся на твердый грунт, и применили двухосные геосинтетические материалы с кратковременной прочностью на растяжение 400 кН/м в продольном и 200 кН/м в поперечном направлении. В приведенных примерах геосинтетические материалы обеспечивали эффект сводообразования в насыпях со свайным усилением, действуя в качестве мембран при передаче нагрузки сверху на сваи. Помимо применения металлических или бетонных свай, имеется и другой способ усиления насыпей – с установкой песчаных вертикальных усиливающих элементов, армированных нетканым геосинтетическим материалом [101].

Геосинтетические материалы нашли применение при решении такой специфической проблемы, как проблема обслуживания и реконструкции трамвайных путей в Санкт-Петербурге. Так как подстилающий слой грунта чрезвычайно мягкий и насыщенный, концепция проектирования предполагает установку бетонных плит, непосредственно на которые укладываются шпалы. Тем не менее, при создании очень прочной конструкции, такой, какой являются бетонные плиты, уложенные на очень мягкий подстилающий слой грунта, могут возникать проблемы, связанные с самой конструкцией, так как она может подвергаться растрескиванию. Необходимо предусмотреть укладку некоторого промежуточного слоя, чьи функции будут заключаться в распределении нагрузки, передаваемой от плиты, на большей площади, с целью восприятия деформации подстилающего слоя грунта и увеличения жесткости в месте контакта с бетонной плитой. Если говорить в целом, данный слой выполняет функцию по увеличению модуля упругости в нижней точке контакта с бетонной конструкцией, что в свою очередь позволяет уменьшить риск растрескивания или разрушения плиты.

Хорошо известно, что включение геосинтетического армирующего слоя в состав гранулированного слоя основания может значительно улучшить общую прочность и срок службы конструкции; данный эффект был

продемонстрирован в нескольких проектах. Вставка геосинтетического слоя в месте сопряжения подложки и слоя основания или внутри самого слоя основания позволяет проектировщику выполнить следующее:

- уменьшить необходимую толщину слоя гранулированного материала;
- увеличить расчетный срок эксплуатации (т.е. количество проходов) при использовании такой же толщины и типа грунта;
- снизить качество заполнителя (следовательно, и стоимость заполнителя), используемого для слоя основания.

Если идея эффекта армирования очевидна с точки зрения качества, то произвести количественный анализ достаточно трудно. Ряд испытаний по определению модулей деформации армированных слоев грунта был выполнен в Дании в Геотехническом институте Франка (Franck Geotechnick Instiitute) Вангаардам (Vangaard), 1999) [102], а также в Италии весной 1998 года (Канцелли и Монтанелли (Cancelli and Montanelli), 1999) [103]. Были зарегистрированы различия между конструкциями без армирования и с армированием, и было показано, что потребная толщина гранулированного слоя зависит от типа, прочности и формы решетки, а также от измеренного вначале испытаний модуля деформации грунта основания.

Таким образом, в настоящее время существует проблема оценки качества армирования, в особенности, геосинтетическими материалами железнодорожного земляного полотна. При этом, проблема осложнена тем, что нет единой концепции усиления тела земляного полотна по его глубине особенно, в комбинированных вариантах. Поэтому в работе поставлена задача разработки способов его укрепления и оценки напряженно-деформированного состояния (НДС).

Выводы по разделу 1

Анализ исследования эффективности методов усиления земляного полотна железнодорожного пути позволяет сделать следующие выводы.

1. Современные условия эксплуатации железных дорог характеризуются ростом нагрузок на земляное полотно, увеличением скоростей движения поездов, внедрением новых конструкций земляного полотна железнодорожного пути.
2. Земляное полотно в процессе работы находится в неравномерном напряженном состоянии при проходе подвижной нагрузки, величина и характер распределения напряжений зависят от скорости движения, типа подвижного состава, типа верхнего строения пути, мощности щебеночного слоя.
3. Повышение нагрузок на железнодорожное земляное полотно способствует интенсивному накоплению остаточных деформаций, ухудшающих его работу и обуславливающих снижение его несущей способности.
4. Использование традиционных способов укрепления не всегда эффективно и приводит к большим затратам средств и времени.
5. Рассмотренные современные способы укрепления земляного полотна железнодорожного пути обладают рядом недостатков технического, технологического или экономического характера, и поэтому окончательно не решают вопрос снижения деформативности земляного полотна.
6. В последние годы одним из наиболее перспективных и широко используемых в транспортном строительстве способов укрепления земляного полотна стало применение различных видов армирующих материалов.
7. Влияние геотекстиля при различной глубине его заложения на напряженно-деформированное состояние земляного полотна изучено недостаточно.
8. Проведенный анализ исследования методов усиления земляного полотна железнодорожного пути позволяет поставить цель работы и определить задачи, требующие решения и дальнейшего развития.

РАЗДЕЛ 2.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ УСИЛЕНИЯ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

Целью проведения экспериментальных исследований являлось исследование вариантов применения ряда конструктивных решений из геосинтетических и малодеформируемых материалов (из щебеночно-грунтовой смеси) для повышения несущей способности и уменьшения деформативности земляного полотна, а также оценка эффективности их использования для усиления пути. В ходе экспериментальных работ определялись осадки модели насыпи, армированной в ее верхней части различными видами геотекстильных материалов от действия приложенных нагрузок и разрушающих усилий. Также выяснялось, какой вариант характеризуется наибольшей устойчивостью, прочностью, стабильностью и является оптимальным для усиления земляного полотна.

2.1 Методика и результаты проведения испытаний армированных геоматериалами грунтовых образцов на одноосное сжатие

С целью определения прочностных и деформационных характеристик связных грунтов, армированных геотекстилем, проведен комплекс испытаний образцов на одноосное сжатие. Как известно, одноосное сжатие является наиболее распространенным способом испытания грунта на прочность. Такому испытанию могут быть подвергнуты только образцы связного грунта или из скальных пород. Испытания проводятся в условиях закрытой системы, т.е. при неизменной влажности грунта. Для этого требуется быстрое загрузку образца, и продолжительность опыта не должна превышать 10–15 мин.

Прибор ДИИТа – «Буртехника» для испытания на одноосное сжатие состоит из металлического диска (основания), рамки, штока и крышки, надеваемой на верх образца (Рис.2.1).

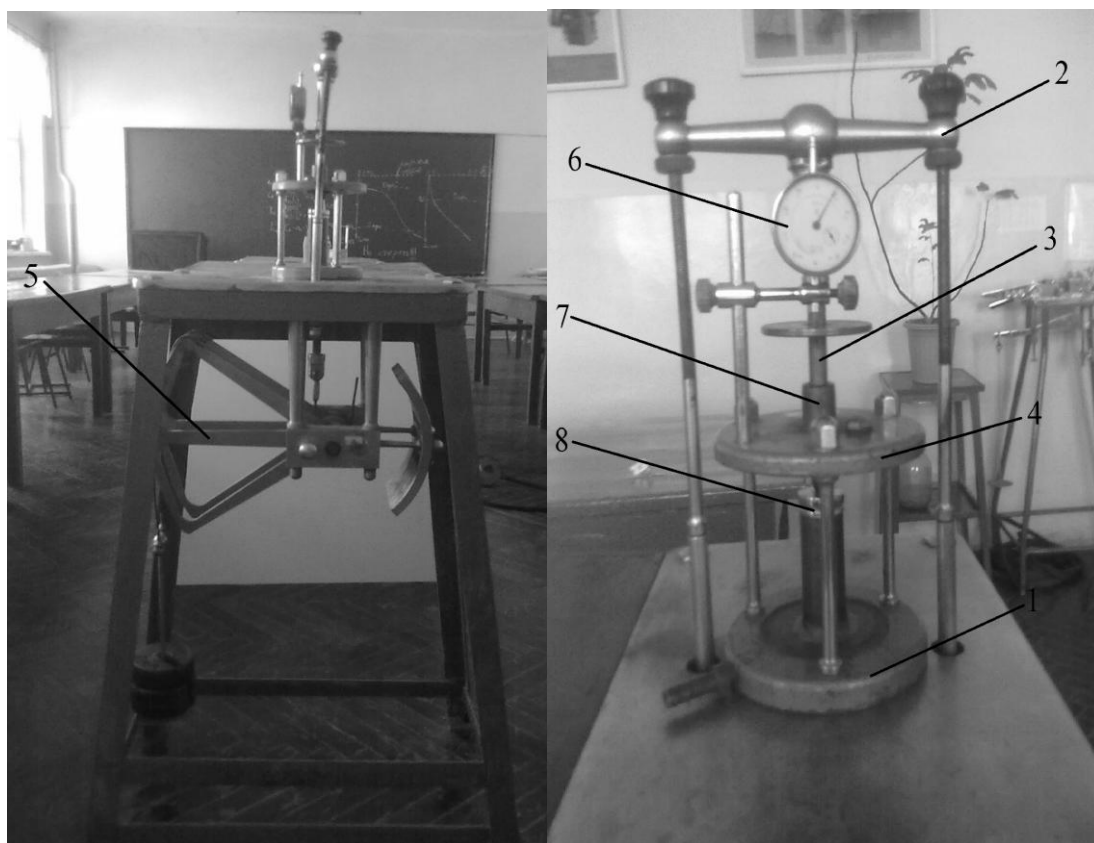


Рис. 2.1 Прибор для испытания на одноосное сжатие грунтового образца:

- 1 – металлический диск (основание), 2 – рамка, 3 – шток, 4 – крышка,
5 – рычаг, 6 – индикатор часового типа, 7 – втулка, 8 – поршень

Рамка служит для крепления индикатора и имеет втулку, направляющую движение штока. Прибор устанавливается на универсальный рычажный пресс, с помощью которого через тяги с коромыслом передается на шток вертикальная нагрузка. Отношение плеч рычага прибора составляет 1:10. При работе на приборе образец устанавливают в нем, закрепив индикатор на нуле в сжатом положении. Затем передают ступенчато-вертикальную нагрузку с интервалом во времени в 1 мин. до разрушения образца. Рекомендуются следующие ступени давления на образец в зависимости от консистенции грунта: для мягкопластичной консистенции $\Delta p = 0,125 \text{ кгс/см}^2$ или $\Delta p = 0,0125 \text{ МПа}$; для твердой консистенции $\Delta p = 0,625 \text{ кгс/см}^2$ или $\Delta p = 0,0625 \text{ МПа}$. Соответствующие ступени давления получаются установкой гирь массой 0,1; 0,2; 0,5 кг и т.д. на подвеску рычага до полного разрушения образца. Образец

имеет следующие размеры: высота – 7,5 см, диаметр – 3,2 см, площадь поперечного сечения 8 см² (Рис.2.2) .

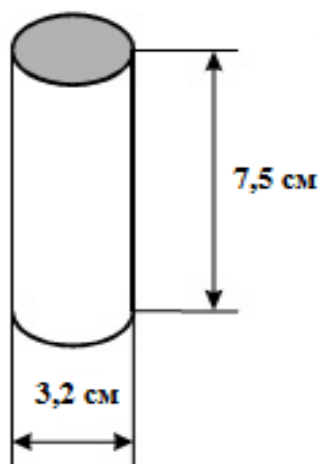


Рис.2.2 Схема грунтового образца при испытании на одноосное сжатие

В одноосных испытаниях исследованы неармированные и армированные образцы из суглинка мягкопластичной консистенции, применяемого обычно для сооружения земляного полотна железных дорог в Украине. Влажность грунта составляла $W=0,15$. В случае армирования образца по его середине вводился элемент арматуры в виде плоской прямоугольной пластины геотекстиля. Целью эксперимента был сравнительный анализ предела прочности и деформационных параметров армированного и неармированного грунта. Предел прочности на одноосное сжатие получали путем деления нагрузки на образец на его площадь.

$$\sigma = \frac{P}{F}, \quad (2.1)$$

где P – нагрузка в кН;

F – площадь поперечного сечения см².

Деформации измеряли с помощью индикатора часового типа – мессуры, и вычисляли по формуле.

$$\varepsilon = \frac{\Delta h}{h}, \quad (2.2)$$

где Δh – абсолютное приращение деформаций, мм;

h – высота образца в мм, $h = 75$ мм.



Рис.2.3 Разрушенный образец

После проведения серий испытаний строили графики зависимостей «напряжение – относительная деформация» ($\sigma - \epsilon$). Результаты испытаний представлены на рис.2.4-2.6.

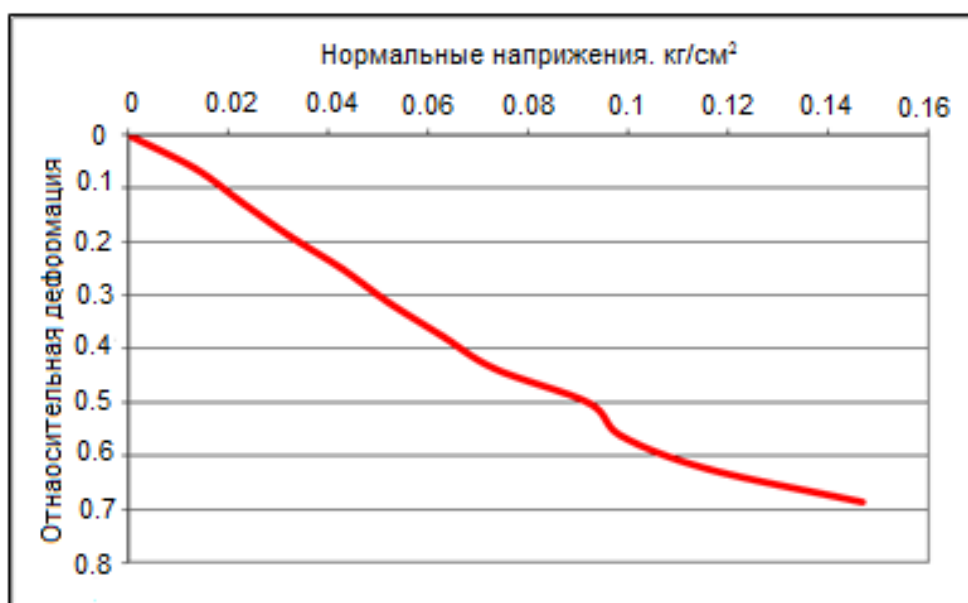


Рис.2.4 Зависимость «нормальное напряжение – относительная деформация» при разрушении образца без геотекстиля



Рис.2.5 Зависимость «нормальное напряжение – относительная деформация» при разрушении образца с геотекстилем в виде объемной георешетки



Рис. 2.6 Зависимость «нормальное напряжение – относительная деформация» при разрушении образца с геотекстилем в виде пластины

Как следует из анализа полученных графиков (рис. 2.4 – 2.6), внедрение армирующего элемента увеличивает прочность образца из суглинка на 20%. Деформационная способность также возрастает.

Однако, необходимо отметить, что в случае объемной георешетки (рис.2.5) на первых ступенях нагрузки проявлялись явно нелинейные напряжения при деформировании образца, когда при равных деформациях напряжения были более высокого уровня. На последующих ступенях нагрузки деформирование в какой-то мере стабилизировалось, т.е. имело близкий к линейному характер.

2.2 Лабораторные исследования стабилизации армированного земляного полотна

Теоретические исследования параметров армирования земляного полотна геосинтетическими материалами, включая наиболее распространённые геотекстили и геосетки, составляют значительный объем исследований в этой области [104, 124]. Некоторые из результатов данных исследований уже могут считаться фундаментальными [104, 124], однако появление новых вариантов конструкций усиления земляного полотна геотекстилями и геосетками требует проведения новых исследований, так как принципы создания усиленного земляного полотна несколько изменились. Многочисленные типы усиливающих элементов земляного полотна, которые базируются не на изменении физико-механических свойств грунта (слои усиления), а на внедрении арматуры в грунтовую матрицу, имеют разработанные конструкции, но не имеется детальных исследований их влияния на напряженно-деформированное состояние (НДС) земляного полотна [127]. Следует отметить также, что некоторые теоретические положения расчёта оснований и земляного полотна не учитывают специфичных эффектов совместного деформирования системы «грунтовая матрица–арматура», таких как расслоение, повышенное трещинообразование и выдёргивание слоя из грунта. Важным является также и то, что большинство теоретических и экспериментальных работ выполнено для геотекстильных материалов, которые на данный момент не нашли широкого применения. Существующие технологии усиления земляного полотна подразделяются на те, которые базируются на изменении физико-механических свойств грунта (усиления малодеформируемыми слоями), и на те, которые

базируются на внедрении арматуры в грунтовую матрицу (армогрунты с различными типами арматуры) [104, 124]. Аналитические исследования параметров усиления земляного полотна как малодеформируемыми слоями из щебеночно-грунтовой смесей (ЩГС), так и армирования геосинтетическими материалами составляют значительный объем исследований в этой области [104, 106, 124]. Однако, проанализированные случаи усиления земляного полотна, например, в работе [124], вызывают вопросы с позиции их практического применения, хотя, без сомнения, имеют важнейшее теоретическое значение. На сегодняшний момент наибольшее распространение и некоторое научное обоснование получили именно те два направления технологий, которые были упомянуты в работах [125, 127]. Это связано с тем, что для использования вариантов усиления или с помощью малодеформируемого слоя, или с помощью геосинтетических материалов, слабо разработаны и проверены на практике алгоритмы технологических операций. Соответственно, для этих направлений, которые являются тенденциями усиления земляного полотна на сегодняшнее время, следует провести ряд исследований, которые должны выполняться для того, чтобы выяснить какой вариант усиления является оптимальным. Эта задача является актуальной с такой позиции еще и потому, что влияние малодеформируемых слоев не является однозначным и известным. Поэтому целью данных исследований является проведение экспериментальных исследований и анализ результатов полученных параметров стабилизации НДС армированной геотекстилем и малодеформируемым слоем грунтовой смеси моделей земляного полотна.

2.2.1. Модельные испытания армированного земляного полотна

Как известно, [183] в научных исследованиях широко применяется метод моделирования, в основу которого положена идея создания моделей грунтовых массивов и горных пород из искусственных материалов, эквивалентных по своим деформационным и прочностным свойствам натурным и прочностным

свойствам при принятом масштабе моделирования. В настоящее время этот метод широко используется под названием метода эквивалентных материалов [184]. Использование этого метода отраслевыми НИИ, академическими институтами и ВУЗами показало, что он позволяет решать определенный круг задач, в том числе геомеханики. Сущность метода эквивалентных материалов заключается в том, что на физических моделях с известными допущениями и при соблюдении условий аналогичности исследуются физические процессы и результаты этих исследований переносятся на «натуру». В его основе лежит теория механического подобия Ньютона, которая предполагает геометрическое, кинематическое и динамическое подобие, т.е. механическое подобие определяется заданием переходных множителей от модели к натуре (масштабов моделирования) для длины, времени и массы.

При проведении экспериментальных исследований были приняты следующие положения моделирования.

- Балластная призма была выполнена из размолотого щебня фракции 20-40 мм до размеров 1-2 мм, т.е. при геометрическом масштабе 1:20. При этом с учетом масштабного эффекта прочность балластной призмы была не менее прочности натурального материала.
- Укрепляющий слой моделировали из щебеночно-грунтовой смеси с ее натурными размерами, уменьшенными также в 20 раз.
- Геотекстиль применялся из натурального материала при всех модельных экспериментах. Нагрузка от штампа передавалась на балластный слой и далее на основную площадку. Большие остаточные деформации при неармированной модели земляного полотна и даже его разрушения получены за счет существенно увеличенных нагрузок на штамп при давлении от 0,0644 МПа до 0,322 МПа.

Как известно, нормативное напряжение в земляном полотне железных дорог под шпалой при его укреплении составляет 0,16 МПа, для достижения подобия модели и железнодорожного земляного полотна, а также получения необходимой количественной информации об объекте, необходимо учитывать воздействие поездной нагрузки. При этом для полного описания поведения

земляного полотна при воздействии на него подвижного состава необходимо учитывать многочисленные параметры: конструкцию подвижного состава, земляного полотна, упругие и пластические свойства материалов, характеристики грунтов земляного полотна и т.п. Естественно, что критерии подобия, которые могут быть составлены из этих параметров, весьма многочисленны. Поэтому, как правило, при переходе к моделям не представляется возможным сохранить числовые значения всех критериев подобия, однако, правильное представление о работе земляного полотна можно получить, также и в тех случаях, когда удовлетворяется только часть критериев подобия.

В настоящее время существуют приборы и методы, которые с различной степенью точности моделируют натурные условия работы грунта земляного полотна. Сравнительный анализ их достоинств и недостатков показал, что удовлетворительные результаты могут быть достигнуты при мелкомасштабном моделировании. Одним из наиболее распространенных методов моделирования земляного полотна является проведение испытаний в грунтовых лотках. Пользуясь этим методом можно вносить существенные дополнения к расчетам, во многих случаях получать более точные результаты, иногда этот метод позволяет решать такие сложные и неизученные до сих пор задачи, которые пока не поддаются описанию ни аналитическим путем, ни с помощью натуральных наблюдений. При моделировании с помощью лотков обычно используют материал природы.

Движущийся поезд является источником динамического воздействия, вызывающего пульсацию напряжений в грунтах земляного полотна, и, как следствие, пульсации – колебания частиц, на которые накладываются колебания различных частей подвижного состава. В точности смоделировать такой процесс в настоящее время крайне сложно и для достижения целей инженерной практики нецелесообразно. Вполне достаточно создать такую аналогию в состоянии грунта, которая будет учитывать основные условия его работы в земляном полотне. Так как при моделировании грунтов земляного полотна трудно добиться подобия всех процессов, то в проведенных

экспериментах основное внимание будет уделяться моделированию деформированного состояния грунта с обеспечением действия статических нагрузок. Моделирование воздействия поездной нагрузки на земляное полотно целесообразнее всего осуществлять приложением нагрузки на уровне полостной призмы модели земляного полотна с учетом коэффициента динамичности.

Для обоснования метода предотвращения или существенного снижения деформаций земляного полотна при различных видах армирования были проведены экспериментальные исследования в лотке. Было проведено несколько серий испытаний моделей с уточнением особенностей их деформирования в зависимости от характера армирования (рис. 2.7). При этом грунты были без армирования (рис. 2.7а), армированы одним полотном геотекстиля на основной площадке непосредственно под балластом (рис. 2.7б), одним полотном геотекстиля на глубине 2 см (0,4 м в натуре) от основной площадки (рис. 2.7в), одним полотном геотекстиля с загибами на глубине 2 см (0,4 м в натуре) для варианта 3а и на глубине 4 см (0,8 м в натуре) для варианта 3б (рис. 2.7г), двумя полотнами геотекстиля с загибами на глубине 2 см (0,4 м в натуре) и 4 см (0,8 м в натуре) (рис. 2.7д), замкнутой оболочкой из геотекстиля на глубине 2 см (0,4 м в натуре) (рис. 2.7е). В качестве армирующих материалов были использованы геотекстиль типа Тайпар СФ (Typar[®] SF).

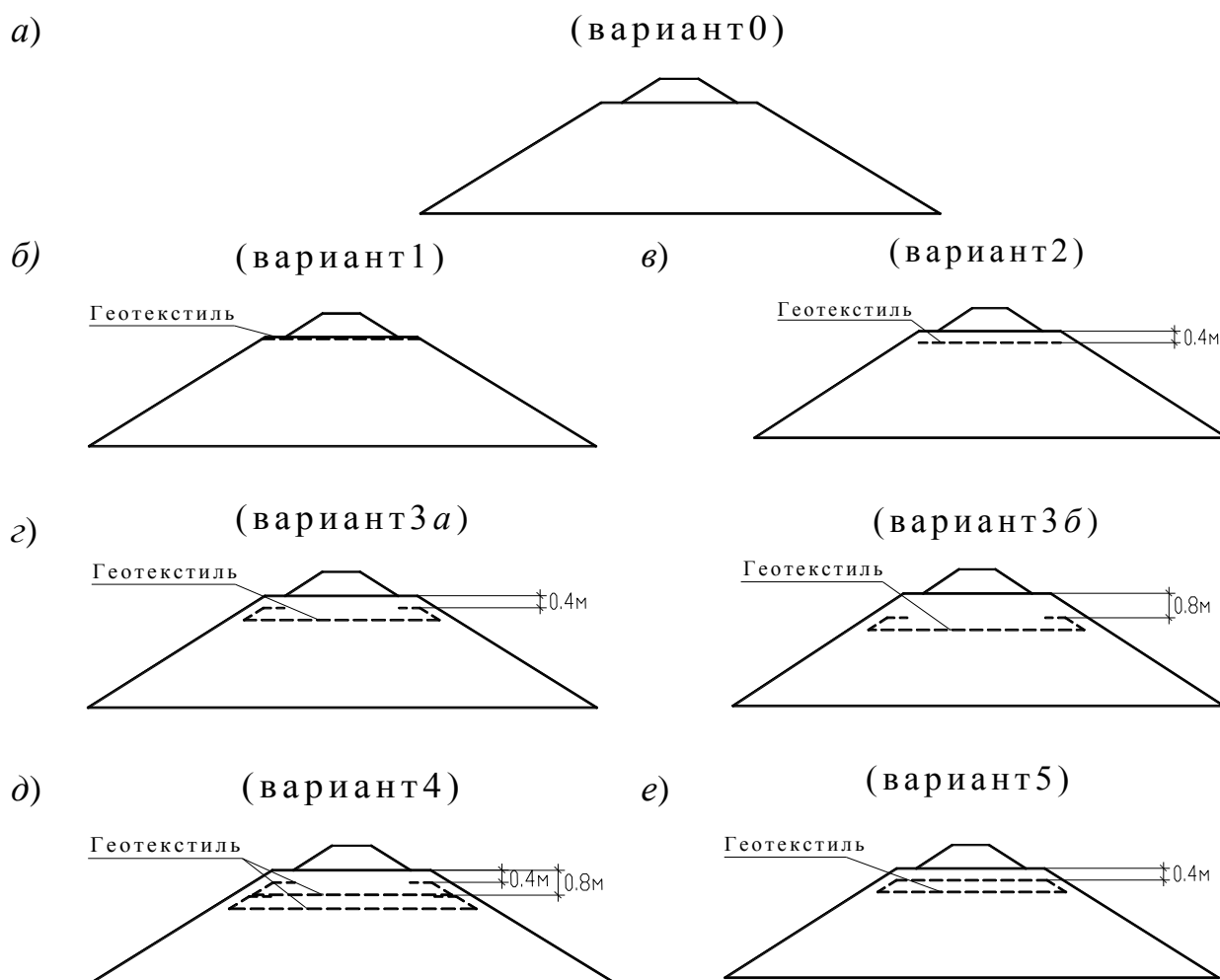


Рис.2.7. Варианты армирования модели геотекстильными материалами: а) вариант 0 – неармированная модель; б) вариант 1– модель, армированная одним полотном геотекстиля, расположенным непосредственно под балластом; в) вариант 2 – модель, армированная одним полотном геотекстиля, расположенным на глубине 2 см (0,4 м в натуре) от основной площадки; г) вариант 3 – модель, армированная одним полотном геотекстиля с загибами на глубине: 3а – 2 см (0,4 м в натуре); 3б – 4 см (0,8 м в натуре); д) вариант 4 – модель, армированная двумя полотнами геотекстиля с загибами на глубине 2 см (0,4 м в натуре) и 4 см (0,8 м в натуре); е) вариант 5 – модель, армированная оболочкой из геотекстиля на глубине 2 см (0,4 м в натуре).

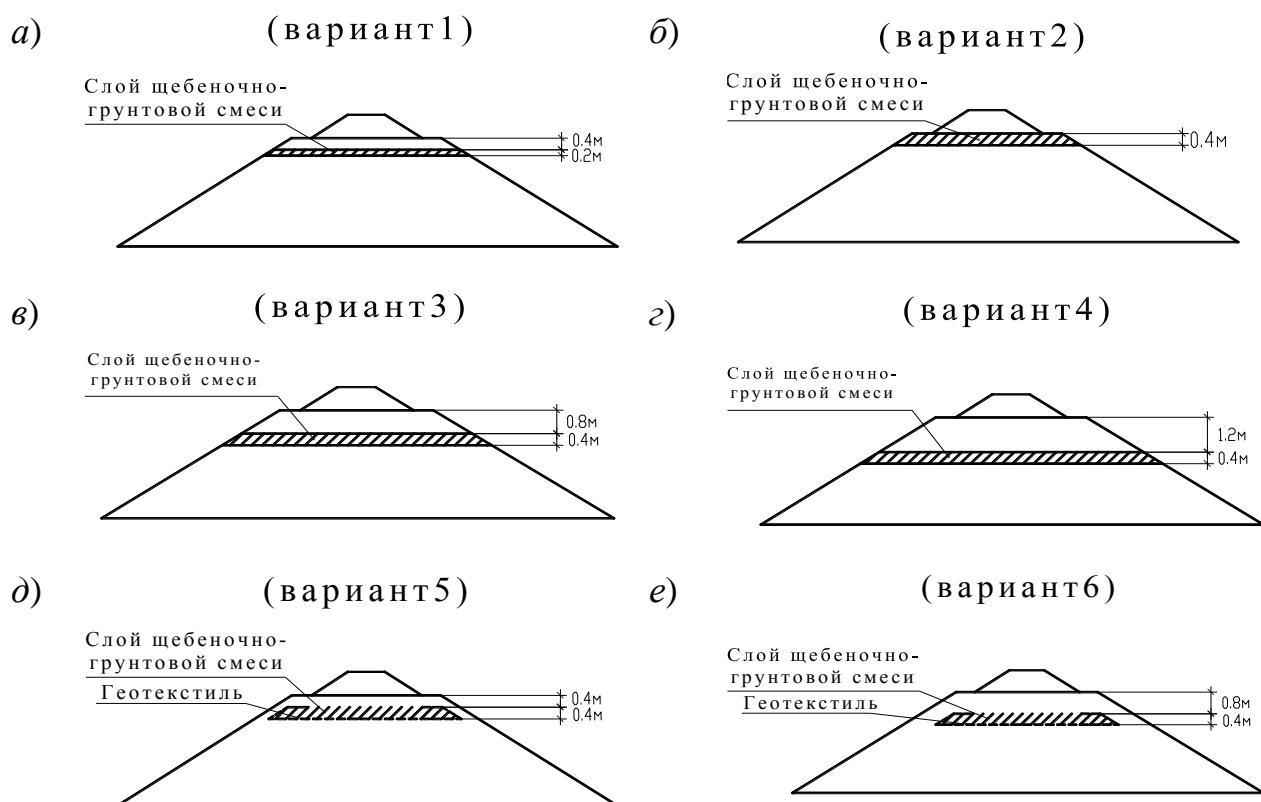


Рис. 2.8. Варианты усиления модели малодеформируемым слоем из ЩГС:

а) вариант 1 – слой из ЩГС толщиной 1 см (0,2 м в натуре) на глубине 2 см (0,4 м в натуре) от основной площадки; б) вариант 2 – слой из ЩГС толщиной 2 см (0,4 м в натуре), располагаемый непосредственно под балластом; в) вариант 3 – слой из ЩГС толщиной 2 см (0,4 м в натуре) на глубине 4 см (0,8 м в натуре) от основной площадки; г) вариант 4 – слой из ЩГС толщиной 2 см (0,4 м в натуре) на глубине 6 см (1,2 м в натуре) от основной площадки; д) вариант 5 – вариант (комбинированный) – слой из ЩГС толщиной 2 см (0,4 м в натуре) на глубине 2 см (0,4 м в натуре) от основной площадки, обёрнутый полотном геотекстиля с загибами; е) вариант 6 – (комбинированный) – слой из ЩГС толщиной 2 см (0,4 м в натуре) на глубине 4 см (0,8 м в натуре) от основной площадки, обёрнутый полотном геотекстиля с загибами.

Также было проведено несколько серий испытаний моделей с выяснением особенностей их деформирования в зависимости от характера усиления малодеформируемым слоем щебеночно-грунтовой смеси (ЩГС), который был

выполнен из смеси щебня с суглинком в пропорции 70 % к 30 %.

При этом было выполнено следующее расположение малодеформируемого слоя из щебеночно-грунтовой смеси (ЩГС) (рис. 2.8): армирующий слой из ЩГС толщиной 1 см (0,2 м в натуре) размещался на глубине 2 см (0,4 м в натуре) от основной площадки (рис. 2.8а), такой же слой толщиной 2 см (0,4 м в натуре) располагался на основной площадке (непосредственно под балластом) (рис. 2.8б), такой же слой толщиной 2 см (0,4 м в натуре) находился на глубине 4 см (0,8 м в натуре) от основной площадки (рис. 2.8в), слой толщиной 2 см (0,4 м в натуре) находился на глубине 6 см (1,2 м в натуре) от основной площадки (рис. 2.8г). В комбинированном варианте был выполнен слой из ЩГС толщиной 2 см (0,4 м в натуре), обёрнутый полотном геотекстиля и расположенный на глубине 2 см (0,4 м в натуре) от основной площадки (рис. 2.8д). В другом комбинированном варианте был выполнен слой из щебня с суглинком толщиной 2 см (0,4 м в натуре) обёрнутый полотном геотекстиля на глубине 4 см (0,8 м в натуре) от основной площадки (рис. 2.8е). Как известно, при проведении опытов с моделями насыпей влияние собственного веса грунта не может быть учтено, так как толщина балластного слоя и высота насыпи невелики, поэтому опыты с насыпью были проведены в лотке. Целью экспериментов было выяснение наиболее эффективного вида армирования модели земляного полотна, при этом, нагрузка была заменена жестким металлическим штампом, который имел размеры 135×115 мм и толщину 6 мм. Модель насыпи в форме части земляного полотна изготавливалась из однородного грунта – суглинка путём его послойного уплотнения. Высота модели земляного полотна составляла 200мм, ширина поверху 175мм и ширина понизу 680мм и уклон откоса 1:1,5. Модель выполнялась в масштабе 1:20.

2.2.2. Экспериментальная установка

Маломасштабные экспериментальные исследования проводились в лотке конструкции НИЛ механики грунтов Днепропетровского национального университета железнодорожного транспорта имени академика В.Лазаряна

(ДИИТ). Общий вид модели приведен на рис.2.9.

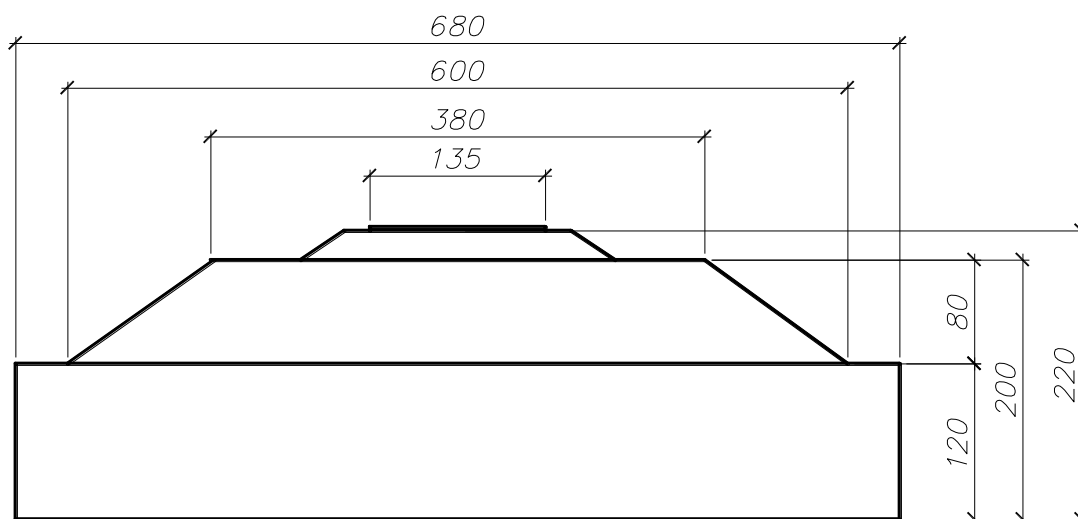


Рис.2.9 Общий вид модели

Высота лотка составляла 220 мм, размеры в плане 680×120 мм. Передняя стенка лотка представляла собой прозрачное оргстекло для наблюдений за развитием деформаций. Загружение моделей производилось рычажной системой с плечом рычага 1:10. Нагрузка передавалась на штамп площадью 155,3 см². В процессе загрузки моделей контролировался уровень абсолютных перемещений. Для обеспечения строго вертикальной передачи нагрузки в центре модели использовался металлический шарик диаметром 8 мм. Вертикальная нагрузка на штамп создавалась с помощью разновесов. Приращение вертикальной нагрузки на штамп составляло от 10 до 50 Н. Осадка штампа измерялась тремя индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм. Индикаторы на штампе устанавливались симметрично относительно центра его вертикальной продольной плоскости. Перемещения штампа фиксировались после приложения каждой ступени нагрузки снятием по индикаторам отсчётов и фотографированием деформированной модели. Перемещения земляного полотна фиксировались по линейкам, установленным по боковым граням лотка и по деформациям модели с сеткой, нанесенной на ее лицевой стороне.

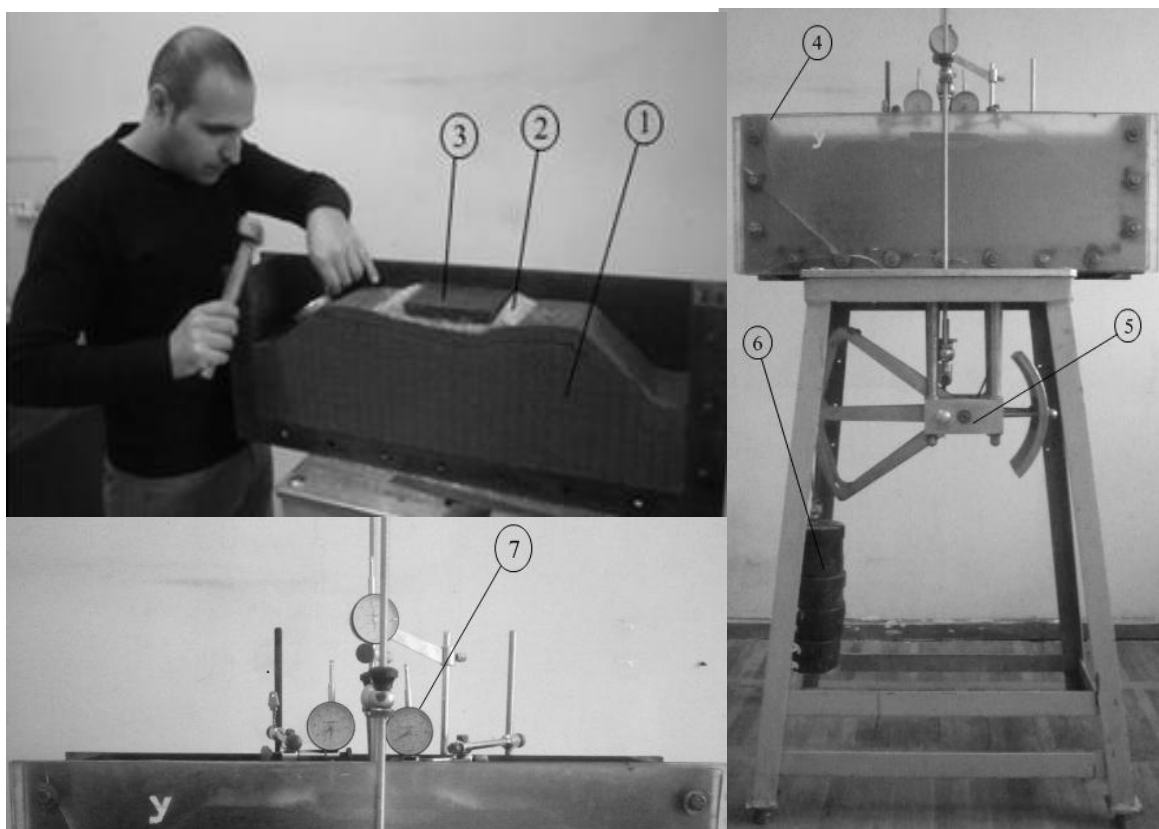


рис.2.10. Конструкция лотка с моделью земляного полотна и измерительными устройствами: 1 – земляное полотно; 2 – балластный слой; 3 – штамп; 4 – лоток; 5 – рычажная система с плечом рычага 1:10; 6 – разновесы; 7–индикатор.

2.2.3. Методика лотковых испытаний

Модель земляного полотна изготавливалась путем послойного уплотнения грунта ручными трамбовками весом 2,5 кг. Толщина каждого слоя составляла 2 и 4 см (0,4 и 0,8 м в натуре). После создания с учетом масштаба нужной модели земполотна на заданном в исходных данных расстоянии от бровки устанавливался штамп, который нагружался для изучения при моделировании напряженно-деформированного состояния армированного земляного полотна. Для исключения влияния стенок лотка на характер деформирования усиленного земляного полотна (уменьшения трения грунта о лоток) его стенки смазывались техническим маслом. Для наблюдения за развитием характера деформирования усиленного земляного полотна со

стороны прозрачной стенки была нанесена специальная сетка $2,0 \times 2,0$ см, начерченная на передней стороне модели. Деформации слоев грунта, удаленных от поверхности, фиксировались с помощью полосок окрашенного грунта.

Физико-механические характеристики грунта земляного полотна, следующие: суглинок с показателем текучести $I_L = 0,05$; числом пластичности $I_P = 0,135$; плотностью грунта при изготовлении модели $\rho_{cp} = 1,88 \div 1,90$ г/см³; плотностью сухого грунта $\rho_d = 1,269 \div 1,287$ г/см³; влажностью $w = 0,15 \div 0,16$; коэффициентом пористости $e = 0,642 \div 0,909$; степенью влажности $S_r = 0,65$, модуль деформации $E = 10$ МПа.

Было выполнено несколько вариантов расположения геотекстиля при однослойном армировании, а именно:

- геотекстиль укладывался на глубине 0,0 см от основной площадки (непосредственно под балластом) и сверху насыпался балластный слой из щебня толщиной 2 см (0,4 м в натуре);
- геотекстиль укладывался на глубине 2 см (0,4 м в натуре) от основной площадки, затем покрывался сверху слоем суглинка толщиной 2 см (0,4 м в натуре);
- при армировании одним полотном геотекстиля с загибами для варианта 3а сначала геотекстиль укладывался на глубине 4 см (0,8 м в натуре) от основной площадки, затем покрывался слоем суглинка толщиной 2 см (0,4 м в натуре) и были сделаны загибы на концах геотекстиля. Затем укладывался слой суглинка толщиной 2 см (0,4 м в натуре).
- при армировании одним полотном геотекстиля с загибами для варианта 3б сначала геотекстиль укладывался на глубине 6 см (1,2 м в натуре) от основной площадки, затем покрывался слоем суглинка толщиной 4 см (0,8 м в натуре) и были сделаны загибы на концах геотекстиля. Затем укладывался слой суглинка толщиной 2 см (0,4 м в натуре).

При армировании двумя полотнами геотекстиля с загибами укладывался геотекстиль на глубине 6 см (1,2 м в натуре) от основной площадки, затем

покрывался слоем суглинка толщиной 2 см (0,4 м в натуре) сверху и был сделан загиб на концах геотекстиля, затем укладывался слой суглинка толщиной 2 см (0,4 м в натуре), и укладывался второй слой геотекстиля аналогично первому слою на глубине 4 см (0,8 м в натуре) от основной площадки, затем покрывался слоем суглинка толщиной 2 см (0,4 м в натуре) сверху. Армирование модели земполотна оболочкой из геотекстиля – наиболее простой способ с точки зрения технологии укладки, на глубине 4 см (0,8 м в натуре) модели земполотна укладывалась геотекстильная прослойка, отсыпался слой суглинка 2 см, концы геотекстиля заворачивались с нахлестом друг на друга и зашивались, а сверху присыпались слоем суглинка 2 см (0,4 м в натуре).

Для модели земляного полотна, усиленной малодеформируемым слоем, выполненным из щебеночно-грунтовой смеси (ЩГС) в пропорции 70 % щебня к 30 % суглинка было выполнено следующее расположение упрочняющего слоя:

- армирующий слой из ЩГС укладывался слоем толщиной 1 см (0,2 м в натуре) на глубине 2 см (0,4 м в натуре) от основной площадки и уплотнялся ручными трамбовками, и присыпался сверху слоем суглинка толщиной 2 см (0,4 м в натуре).
- армирующий слой из ЩГС толщиной 2 см (0,4 м в натуре) укладывался непосредственно под балластом и уплотнялся ручными трамбовками, сверху насыпался балластный слой из щебня толщиной 2 см (0,4 м в натуре);
- армирующий слой из ЩГС толщиной 2 см (0,4 м в натуре) укладывался на глубине 4 см (0,8 м в натуре) от основной площадки, уплотнялся ручными трамбовками и присыпался сверху слоем суглинка толщиной 2 см (0,4 м в натуре);
- армирующий слой из ЩГС толщиной 2 см (0,4 м в натуре) укладывался на глубине 6 см (1,2 м в натуре) от основной площадки, уплотнялся ручными трамбовками и присыпался сверху слоем суглинка толщиной 4 см (0,8 м в натуре).

Также были выполнены комбинированные способы усиления:

- армирующий слой из ЩГС толщиной 2 см (0,4 м в натуре) обёрнутый полотном геотекстиля, укладывался на глубине 6 см и присыпался сверху слоем из ЩГС толщиной 2 см (0,4 м в натуре), и уплотнялся ручными трамбовками. Затем был сделан загиб на концах геотекстиля и армирующий слой ЩГС был присыпан сверху слоем суглинка толщиной 4 см (0,8 м в натуре).
- армирующий слой из ЩГС толщиной 2 см (0,4 м в натуре) обёрнутый полотном геотекстиля, укладывался на глубине 4 см (0,8 м в натуре) от основной площадки, присыпался сверху слоем из ЩГС толщиной 2 см (0,4 м в натуре), и уплотнялся ручными трамбовками. Затем был сделан загиб на концах геотекстиля и армирующий слой ЩГС был присыпан сверху слоем суглинка толщиной 2 см (0,4 м в натуре).

После подготовки земляного полотна сверху насыпался его балластный слой в виде узкой подушки из мелкоизмельченного щебня толщиной 2 см (0,4 м в натуре), затем устанавливался штамп сверху балластного слоя. Затем производилась окончательная установка индикаторов для измерения осадки штампа. Нагрузка доводилась до предельной (Р), что устанавливалось по значительным перемещениям штампа при конечных их значениях. По окончании опыта после снятия нагрузки фиксировались перемещения штампа после стабилизации деформации (0,01 мм в минуту). Центральная передача нагрузки создавала поступательное перемещение штампа (без крена). Перемещения основания фиксировались с точностью до 0,1 мм, а осадка штампа – с точностью 0,01 мм от каждой ступени нагрузки.

2.2.4. Результаты анализа параметров экспериментальных исследований армирования геотекстилем земляного полотна

Характерным деформированием неармированных моделей (вариант 0) является случай создания под штампом ядра сжатия, что видно по искривлению сетки 2×2 см, начерченной на передней стороне модели (рис.2.11).

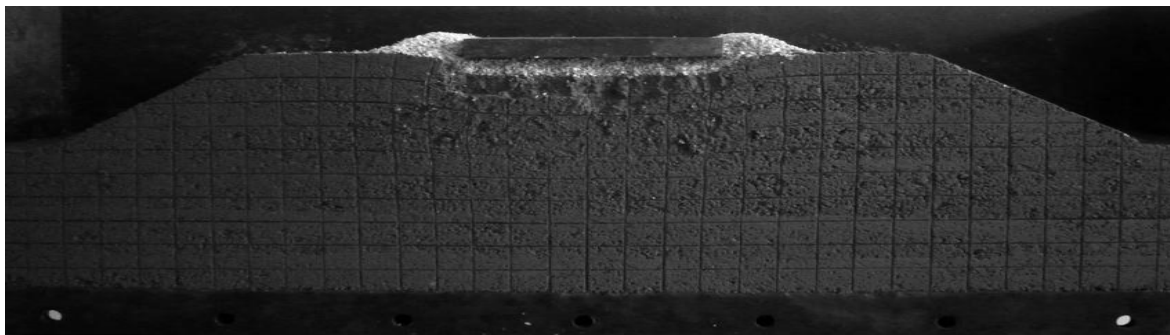


Рис. 2.11. Вид модели (вариант 0) после эксперимента

Армирование модели по варианту 1 несколько улучшило картину деформирования (рис. 2.12), однако, в процессе сжатия грунтовой матрицы полотно геотекстиля значительно изменило свою форму, отслоившись от основной площадки и потеряв форму в результате критической деформации, что свидетельствует о неудачном варианте размещения армирующего элемента (см. деталь рис. 2.12).

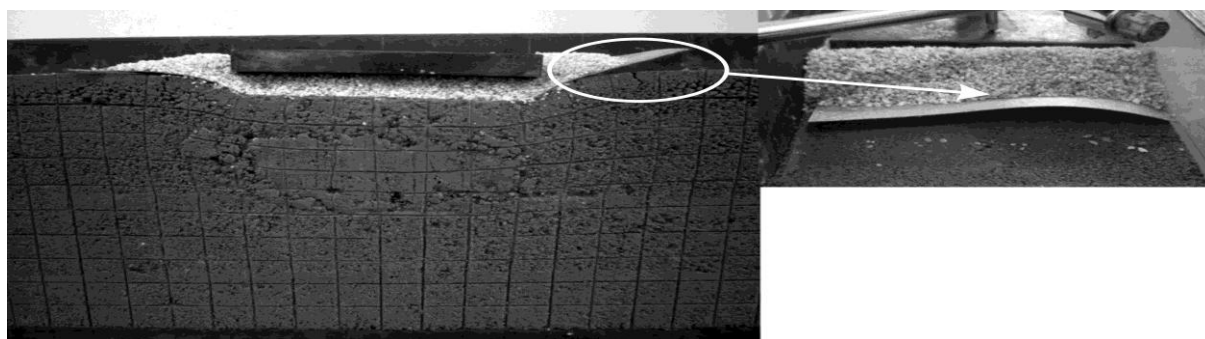


Рис. 2.12. Вид модели (вариант 1) после эксперимента (белым эллипсом показана зона расслоения матрицы и арматуры)

Прежде чем перейти к анализу числовых результатов, следует отметить качественные особенности деформирования моделей различных вариантов армирования, причём некоторые эти особенности хоть и отмечаются в теоретических работах, однако не имеют ни какой-либо классификации, ни определённых параметров их возникновения.

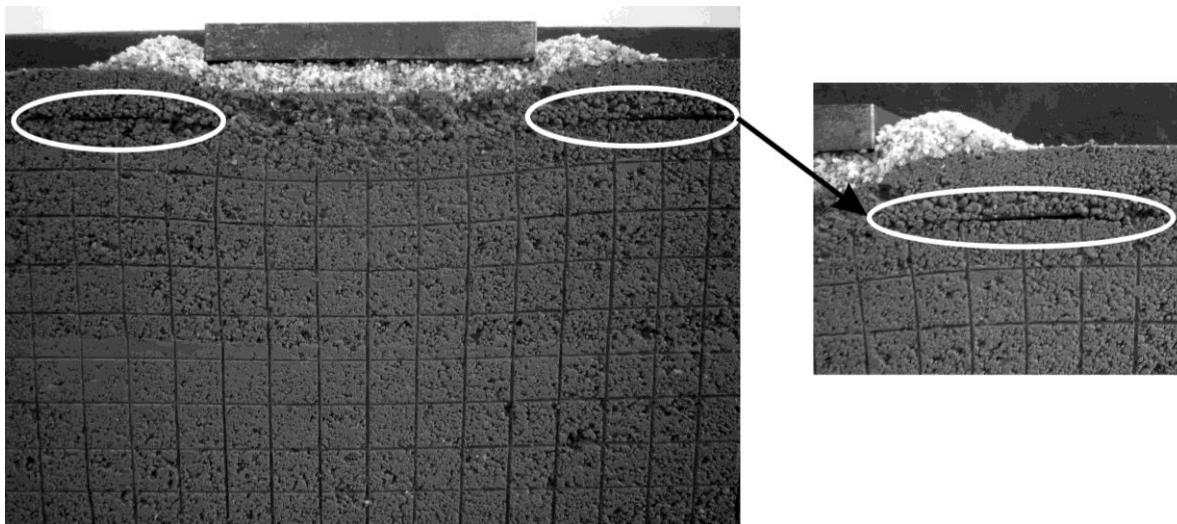


Рис. 2.13. Вид модели (вариант 2) после эксперимента (белыми эллипсами показаны зоны расслоения матрицы и арматуры)

Так, в модели варианта 2, (рис. 2.13) который является классическим вариантом расположения слоя арматуры в виде геотекстиля в результате деформирования при значительных напряжениях на концах геотекстильного полотна образовались зоны расслоения матрицы и арматуры, обусловленные процессом выдёргивания. Такое явление отмечалось в процессе загрузки модели после формирования ядра сжатия под штампом и развивалось до разрушения.

Такое явление с позиции развития деформаций земляного полотна проявилось в вариантах 3 и 4, в которых армирование в виде геотекстильного полотна подкреплялось анкерровкой путем загибов его концов. Вариант 3 был исследован в двух подвариантах. Так (рис. 2.14-2.15) подвариант 3а (рис. 2.14) представлял собой незамкнутую оболочку толщиной 2 см (0,4 м в натуре), которая размещалась на глубине 2 см (0,4 м в натуре) под основной площадкой земляного полотна модели; в подварианте 3б (рис. 2.15) толщина незамкнутой оболочки составляла 4 см (0,8 м в натуре). В случае Варианта 4 (рис. 2.16) применялось армирование в виде двух незамкнутых оболочек толщиной 2 см (0,4 м в натуре), которые размещались под основной площадкой земляного полотна модели на глубине 4 и 6 см (0,8 и 1,2 м в натуре) соответственно. Таким образом, в ходе экспериментов выяснилось влияние геометрических

параметров конструкции армирования на общие деформации модели.

Деформирование моделей по вариантам 3 и 4 можно характеризовать как однородное, так как никаких критических деформаций в виде расслаивания и выдёргивания арматуры не выявлено, поэтому армирование в соответствии с таким вариантом является рациональным, так как внутри незамкнутой оболочки образуется зона переуплотнённого грунта, которая воспринимает большую часть деформаций ядра сжатия, а загибы не позволяют выдернуться арматуре (рис. 2.16).

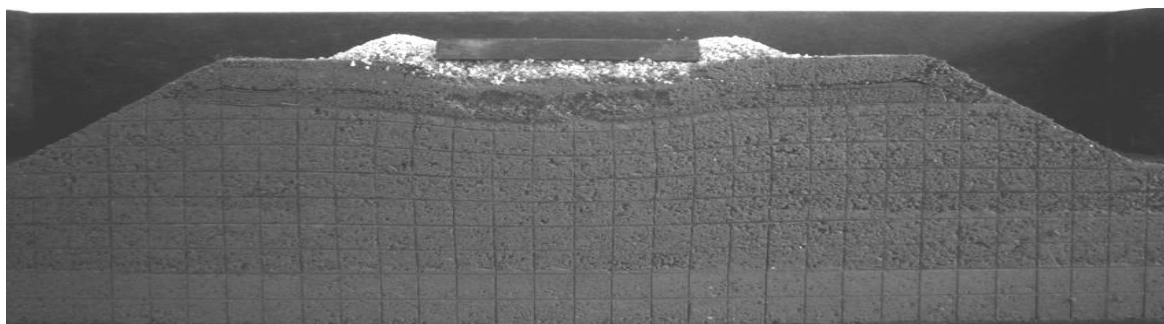


Рис. 2.14. Вид модели (подвариант 3а) после эксперимента

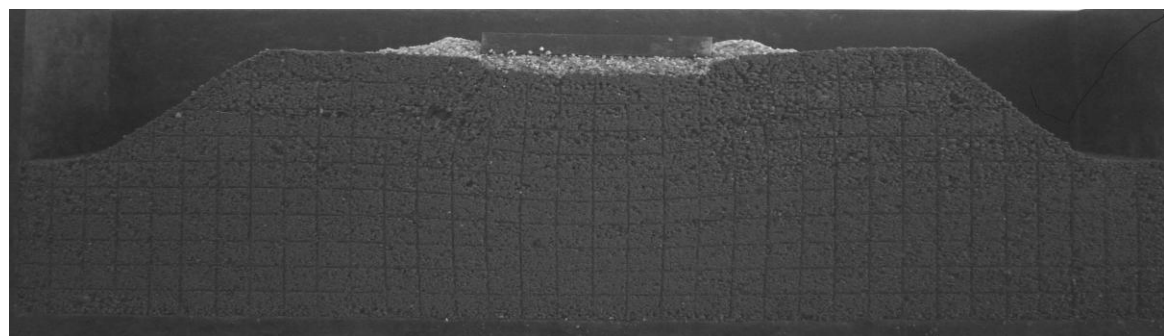


Рис. 2.15. Вид модели (подвариант 3б) после эксперимента

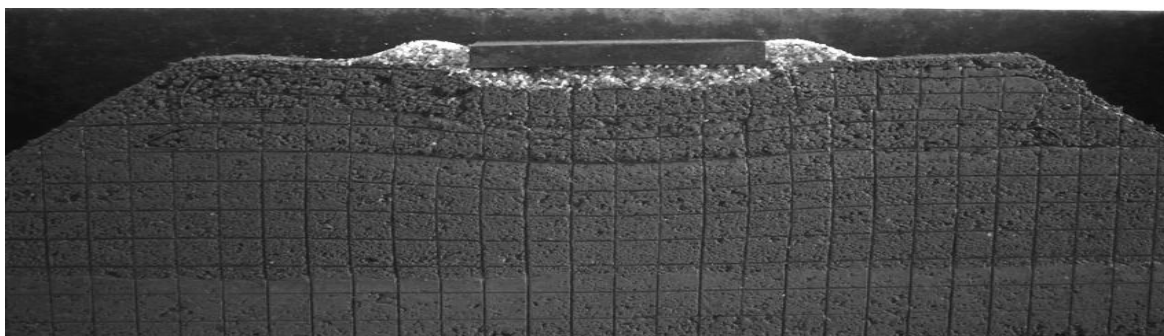


Рис. 2.16. Вид модели (вариант 4) после эксперимента

Следует отметить, что характер деформирования грунтов по вариантам 1, 3 и 4 (рис. 2.17) подобен, что видно из нанесенной на фотографии масштабной сетки, то есть равномерное деформирование неармированной модели сохраняется в вариантах 3 и 4 качественно, улучшаясь количественно, что будет показано далее.

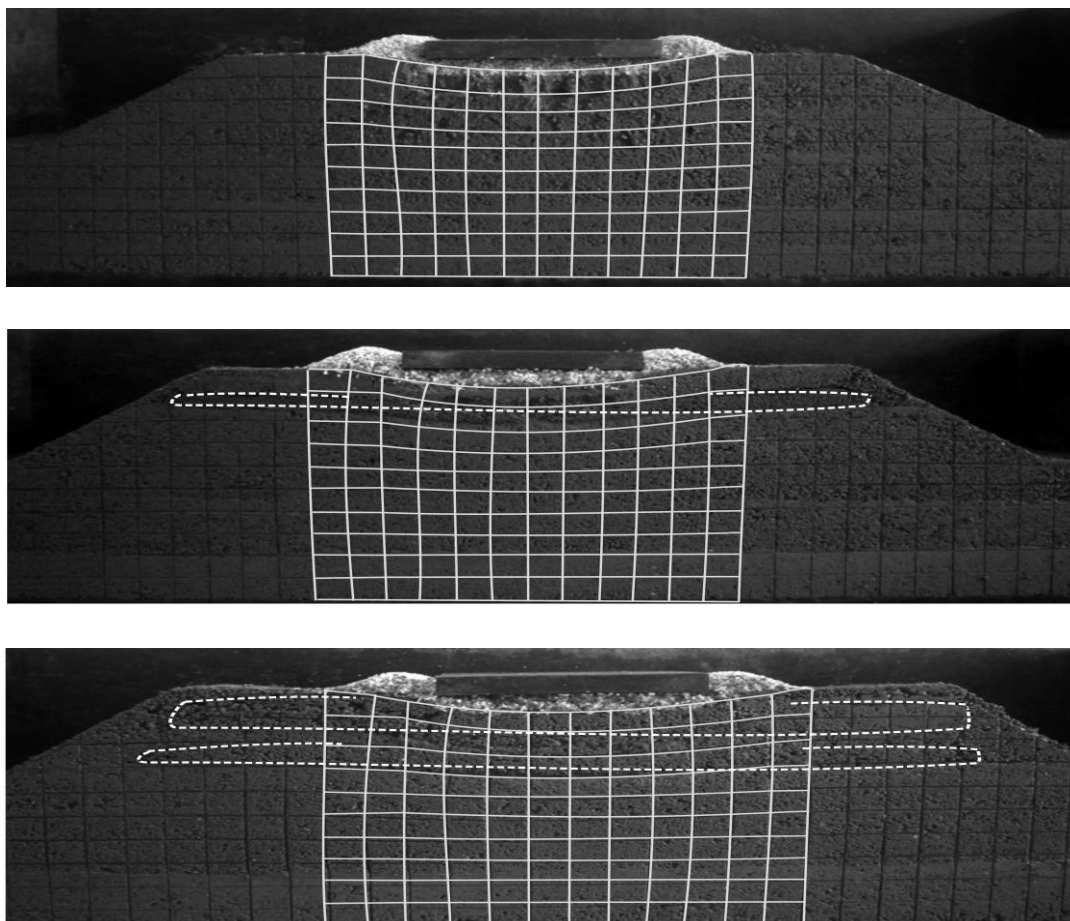


Рис.2.17. Характер деформирования моделей по вариантам 1, 3 и 4

Таким образом, предложенная конструкция является равнонагруженной и равномерно деформируемой. Замыкание оболочки, которое происходит после формирования геотекстильного полотна с нахлестом в верхней части оболочки, характеризуемое в теоретических работах [104, 124], как оптимальное, в ходе экспериментальных исследований таковым не явилось. Определение такого вида армирования (вариант 5) при теоретических построениях как оптимального базируется на анализе характера его деформирования. Так, теоретически такая оболочка формирует внутри себя зону переуплотнённого

грунта, а замкнутость контура является залогом отсутствия выдёргивания геотекстильного полотна из матрицы. Однако, деформирование такой системы при проведении лоткового эксперимента позволило определить некоторые эффекты, которые не учтены в теоретических исследованиях (рис. 2.18).

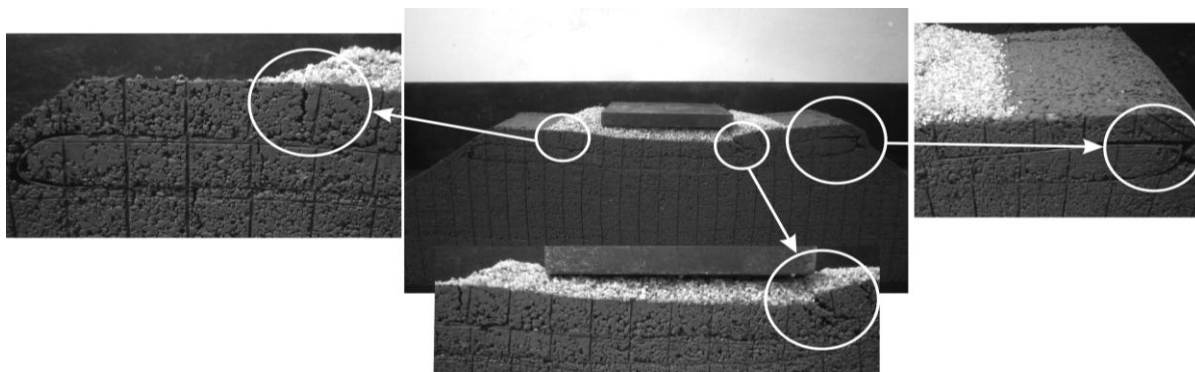


Рис. 2.18. Вид модели (вариант 5) после эксперимента (в кружках показаны характерные деформации модели)

На окончаниях замкнутой оболочки, вследствие того, что податливость верхней её части весьма ограничена образованным нахлестом, проявились расслоения (см. правую деталь рис. 2.17). Ситуация ухудшается ещё и оттого, что образованный краями геотекстильного полотнища нахлест находится в ядре сжатия, в самой его активной зоне, и, таким образом, увеличившееся трение позволяет верхней части оболочки сокращаться значительней, чем нижней, и деформации, вызванные поворотом конца замкнутой оболочки, приводят к расслоению арматуры и матрицы. Ещё одним отрицательным эффектом является наличие трещин в местах перенапряжения – на краю балластного слоя (см. левую деталь рис. 2.18) и под краем штампа (см. центральную деталь рис. 2.18). Появление таких трещин объясняется тем, что замкнутая оболочка, в отличие от разомкнутой, значительно переуплотняет зону активного деформирования и в ходе образовавшегося перенапряжения образуются трещины матрицы.

Как следует из анализа графической информации (рис. 2.19, 2.20), количественно варианты армирования отличаются друг от друга существенно.

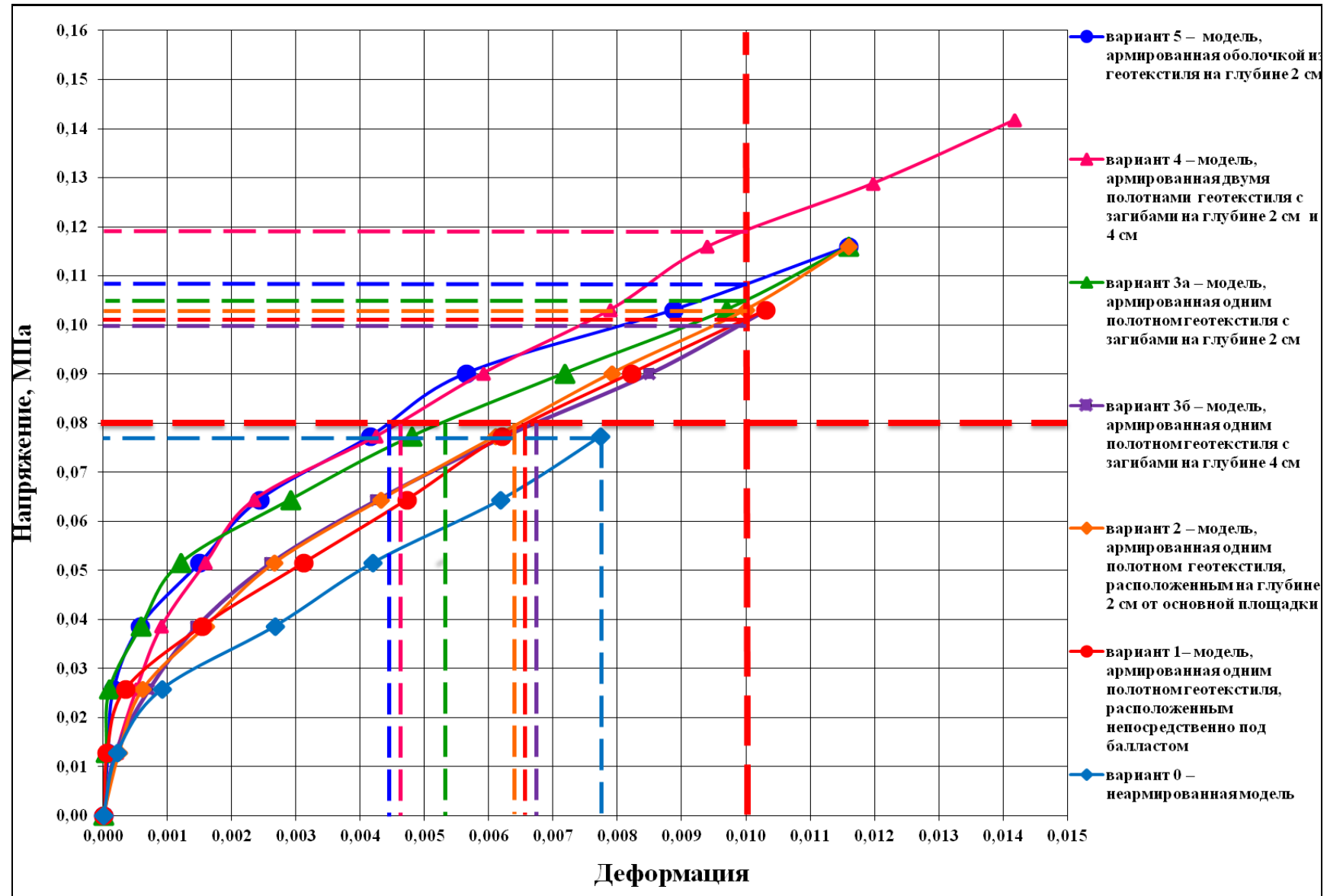


Рис. 2.19. График зависимости напряжений и деформаций для различных вариантов армирования (геотекстиль)

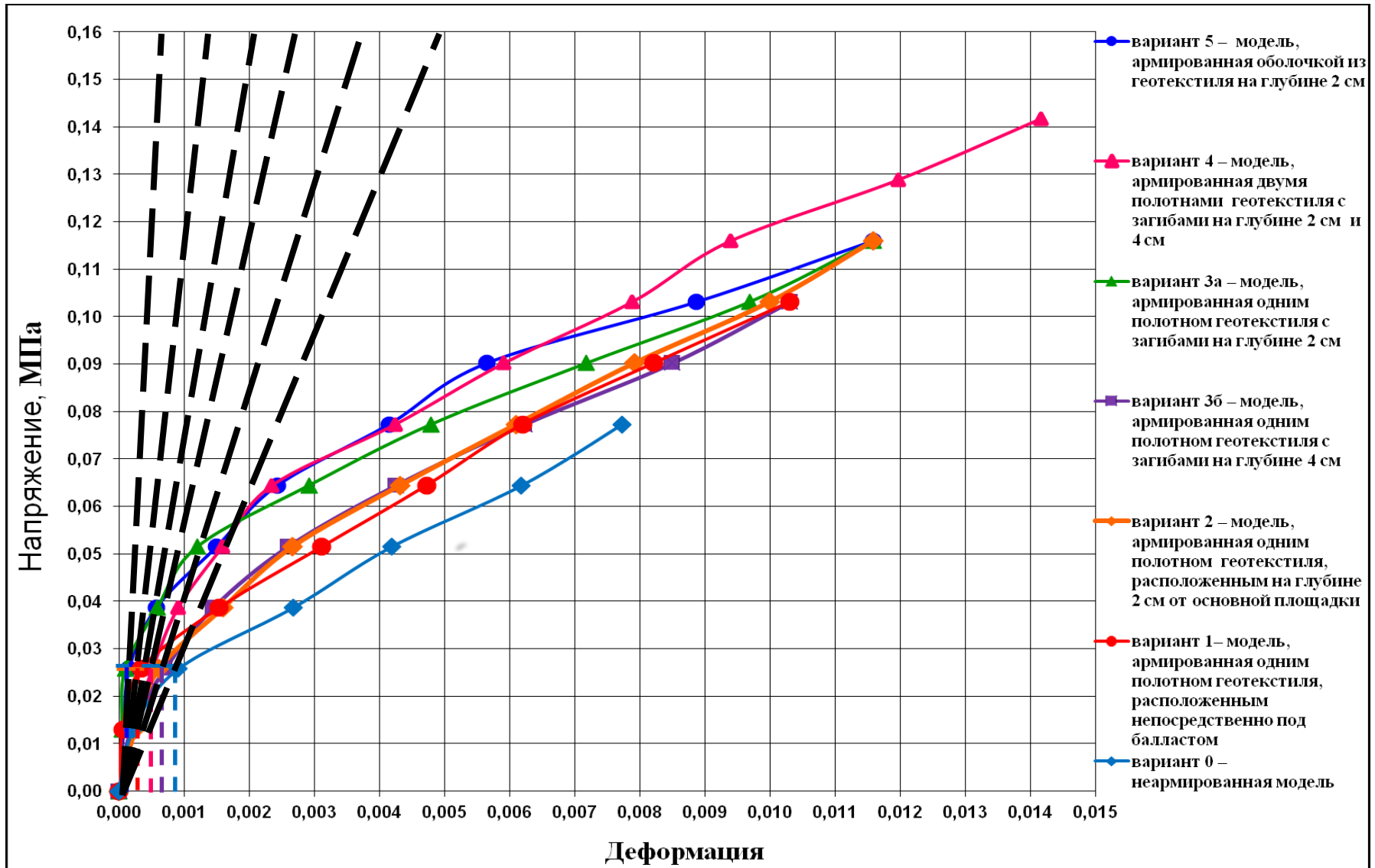


Рис. 2.20. Схема определения модуля упругости для различных вариантов армирования (геотекстиль)

Несомненно, анализ графика напряжений и деформаций (рис. 2.19, 2.20) свидетельствует о том, что все варианты армирования значительно (до 2 раз) при одинаковых деформациях увеличивают прочность модели.

Однако, наиболее существенное увеличение прочности достигается в вариантах 4 (модель, армированная двумя пластинами геотекстиля с загибами), 5 (модель, армированная замкнутой оболочкой из геотекстиля), 3а (модель, армированная геотекстилем с загибами) [162].

2.2.5. Анализ результатов экспериментальных исследований усиления земляного полотна малодеформируемым слоем

Проведя данные экспериментальные исследования и получив важную информацию о НДС моделей с различными вариантами армирования, возможно её развитие, которое заключается в экспериментальном исследовании моделей с армированием слоями усиления из других материалов, а не только из геотекстиля. Характерным деформированием неармированных моделей (вариант 0) является случай сжатия с выпором, который наблюдается по искривлению сетки 2×2 см, начерченной на передней стороне модели (рис. 2.21).

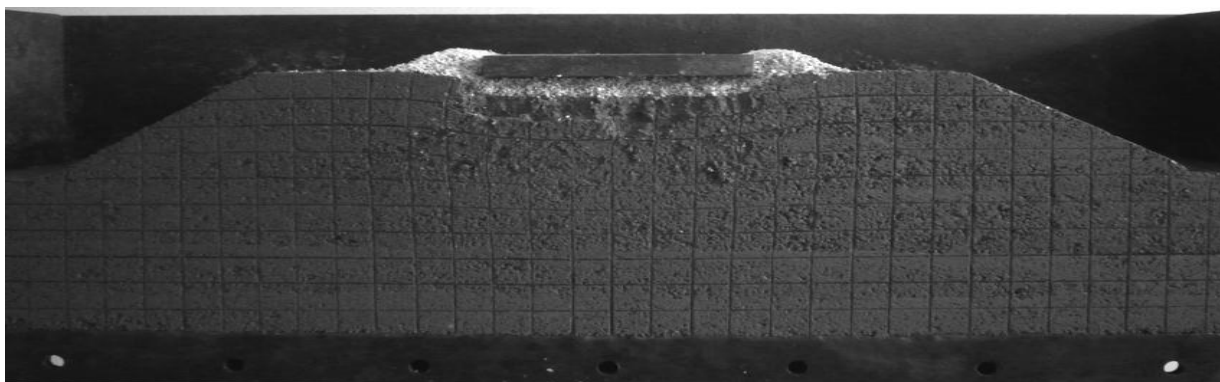


Рис. 2.21. Вид модели (вариант 0) после эксперимента

Усиление модели по (варианту 1) несколько улучшило картину деформирования (рис. 2.22), однако, незначительно, что объясняется

недостаточной толщиной малодеформируемого слоя (1 см в модели и, соответственно, 0,2 м в натуре). Его геометрические параметры еще не позволяют уменьшить вертикальные перемещения, но всё же, по сравнению с неармированным вариантом, их затухание является значительным, что свидетельствует о том, что внедрение такого слоя оказывает положительное влияние.

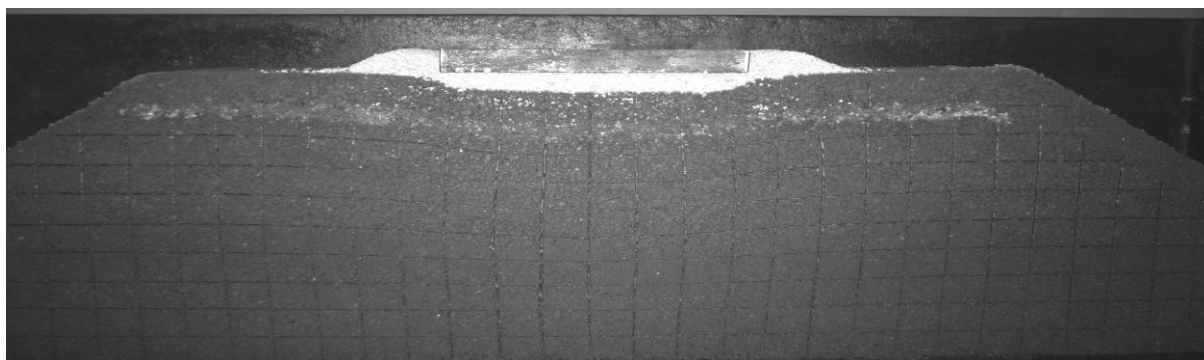


Рис. 2.22. Вид модели (вариант 1) после эксперимента

Увеличив толщину малодеформируемого слоя до 2 см (0,4 м в натуре) было выявлено не только его положительное влияние на уменьшение вертикальных деформаций, но и также влияние его расположения по высоте на эти величины. Для этого варианты 2, 3, 4 рассмотрены в комплексе (рис.2.23 – 2.25). Как установлено, качественно влияние положения слоя на изменение вертикальных перемещений не отмечалось; кроме того, из анализа общего деформирования для всех вариантов можно сделать вывод и о том, что количественные изменения такого варьирования высоты также не отмечаются.

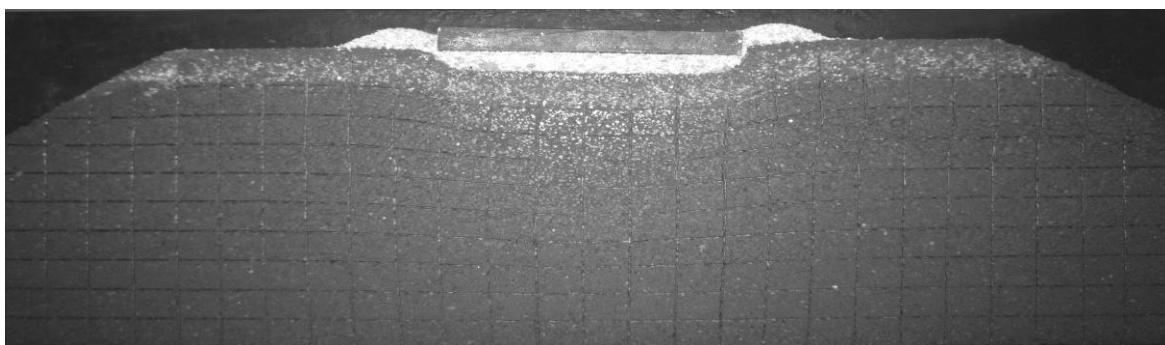


Рис. 2.23. Вид модели (вариант 2) после эксперимента

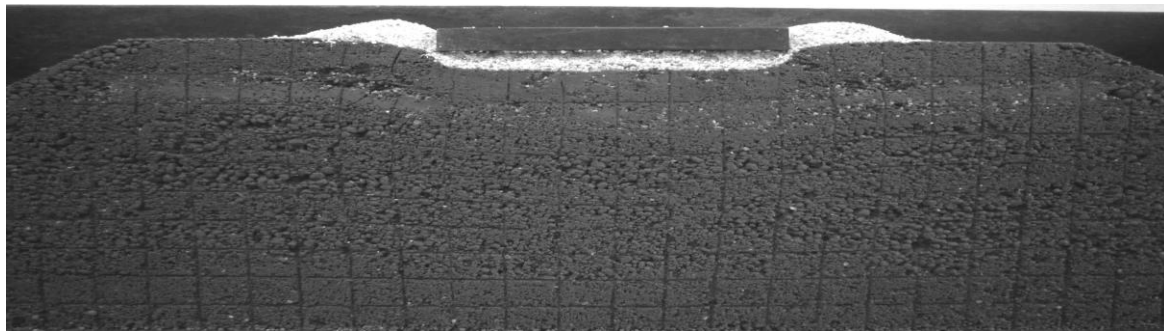


Рис. 2.24. Вид модели (Вариант 3) после эксперимента

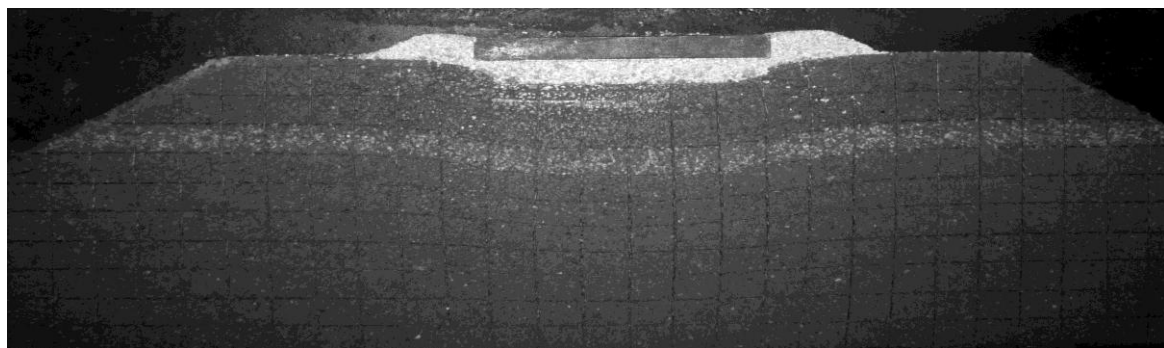


Рис. 2.25. Вид модели (вариант 4) после эксперимента

Следует отметить, что при рассмотрении случая армирования земляного полотна геосинтетическими материалами и случая его усиления малодеформируемым слоем сложилась методология сводить их влияние к изменению одного и того же параметра [124]. Таким параметром является некий коэффициент, связывающий напряжения и относительные деформации, который при упругом деформировании называется модулем упругости или модулем Юнга. В случае деформирования усиленного земляного полотна его использование также удобно, но приводит к тому, что методология исследований рассматривается с позиций феноменологического подхода. Это заключается в том, что природа уменьшения деформаций в обоих случаях не исследуется, а важным является лишь тот факт, что и геосинтетические материалы, и малодеформируемый слой положительно влияют на изменение вертикальных деформаций. Соответственно, отыскание некоего коэффициента, связывающего напряжения и деформации (далее – интегральный модуль деформации), достаточно полно описывает количественные изменения. Необходимо также отметить, что применение феноменологического подхода уменьшает возможность отыскания оптимального варианта усиления, так как

отсутствие исследования природы влияния тех или иных усиливающих элементов, не позволяет их научно обосновать.

Такую проблему, сложившуюся в исследованиях усиленного или армированного земляного полотна, можно решить, дополнив феноменологический подход конкретными исследованиями влияния усиливающих элементов. Из проведенных экспериментальных исследований можно сделать вывод, что малодеформируемый слой и внедрённая в грунтовую матрицу арматура в виде гетекстиля по-разному влияют на напряжённо-деформированное состояние (НДС) земляного полотна, хотя интегрально их влияние заключается в уменьшении его деформаций. Важность определения указанных причин заключается в том, что, исследовав особенности каждого из способов усиления или армирования, можно сочетать факторы, наиболее сильно влияющие на деформирование земляного полотна и создать их комбинацию. Вместе с тем, следует четко разграничивать влияние малодеформируемого слоя и геосинтетических материалов. Из проведенных исследований по первому случаю, можно сделать вывод, что малодеформируемый слой по причине повышения модуля деформации (парциальный модуль деформации) снижает деформации системы вообще, увеличивая её противодеформационные свойства (интегральный модуль деформации). Однако, такое увеличение происходит лишь в слое и в некоторой его окрестности и базируется лишь на повышении деформационных свойств, но не коэффициента трения, удельного сцепления и так далее. Такой слой деформируется вместе с матрицей, в которую внедрён, таким образом, что никаких расслоений, трещин и нарушений целостности модели не наблюдается, в отличие от случая армирования геотекстилем. В этом заключается положительный эффект влияния такого слоя. В отличие от слоев, внедрение геотекстильных материалов иногда приводит к эффектам деформирования, связанными с тем, что деформационные свойства матрицы и арматуры значительно отличаются. Внедрённая арматура в виде полотен гетекстиля создаёт внутри земляного полотна дополнительную конструкцию, в которой возникает собственное НДС, влияющее на общее НДС системы «матрица –

арматура». Собственное НДС арматуры зависит от значений трения и сцепления с матрицей, а также от степени уплотнения матрицы над и под арматурой. Доказано, что внедрение арматуры без какой-либо анкеровки полотна не приносит никаких положительных результатов, так как растягивающие напряжения в арматуре приводят к тому, что полотно геотекстиля необратимо деформируется, выдёргиваясь из матрицы. Использование анкеровки в виде загибов полотна приводит к его новой работе, которая заключается в том, что арматура с загибами становится самонапряжённой системой, степень самонапряжения которой зависит от нагрузки, прилагаемой к ней. Соответственно, силы трения и сцепления по нижней фибре полотна уже не столь значительно влияют на собственное состояние арматуры и интегральное состояние системы вообще. Также меньше внимания можно уделять растягивающим напряжениям в арматуре, так как уровень нагрузки, прикладываемой к земляному полотну, не соответствует пределам прочности на разрыв современных геосинтетических материалов [127]. Наиболее важной становится задача сочетания положительных свойств слоя и арматуры – повышение парциального модуля деформации и создание самонапряжения. Поэтому были проведены экспериментальные исследования по вариантам 5 и 6 (рис. 2.26 и 2.27).

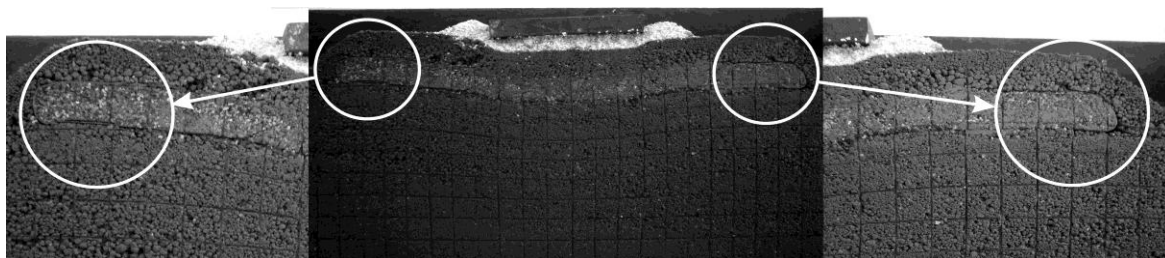


Рис. 2.26. Вид модели (вариант 5) после эксперимента (в кружках показаны характерные деформации модели)

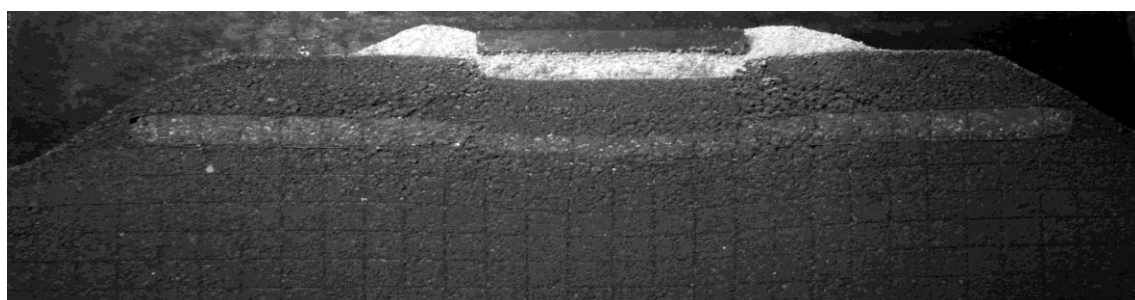


Рис. 2.27. Вид модели (вариант 5) после эксперимента

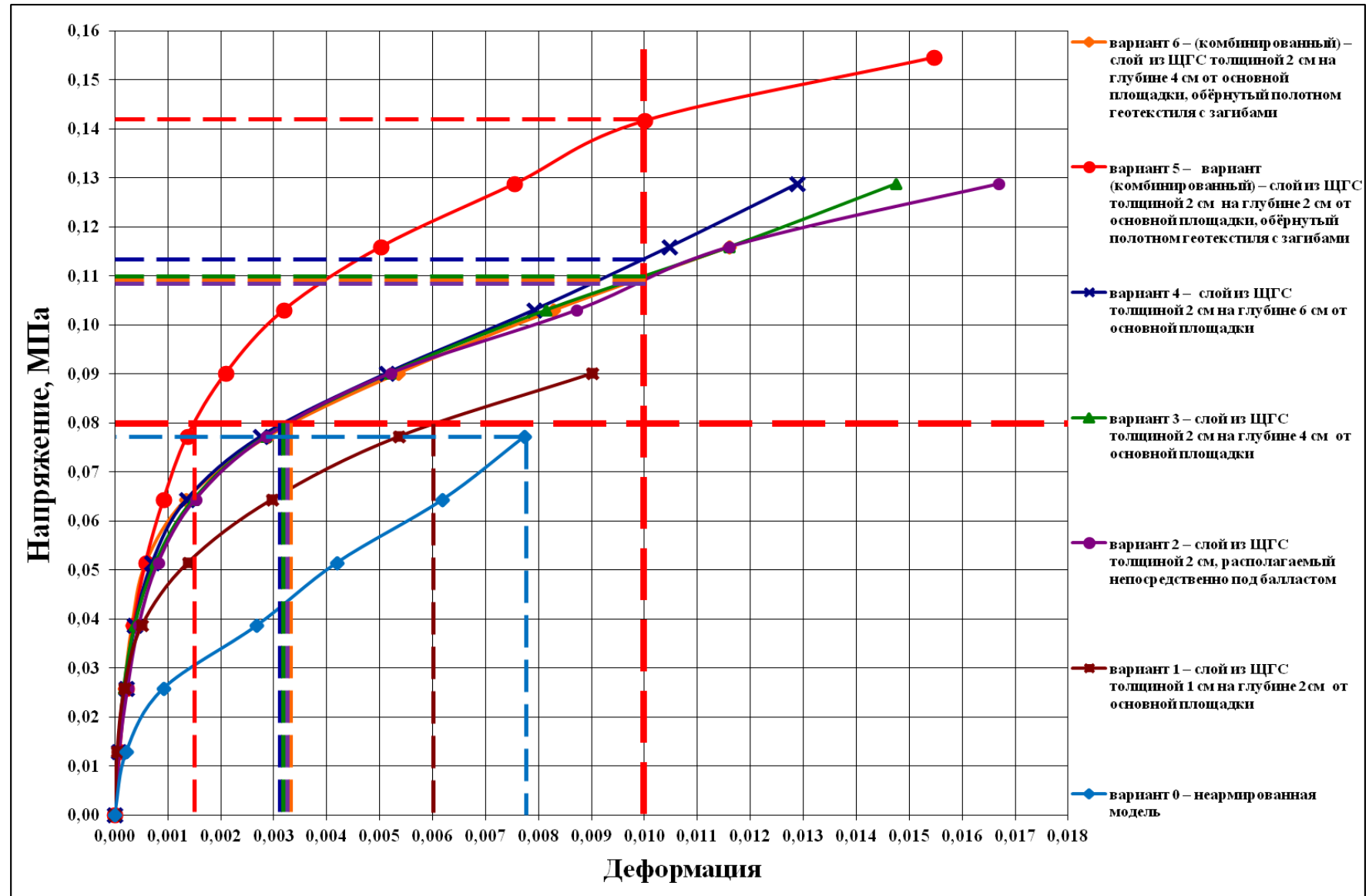


Рис. 2.28. График зависимости напряжений и деформаций для различных вариантов усиления (ЩГС)

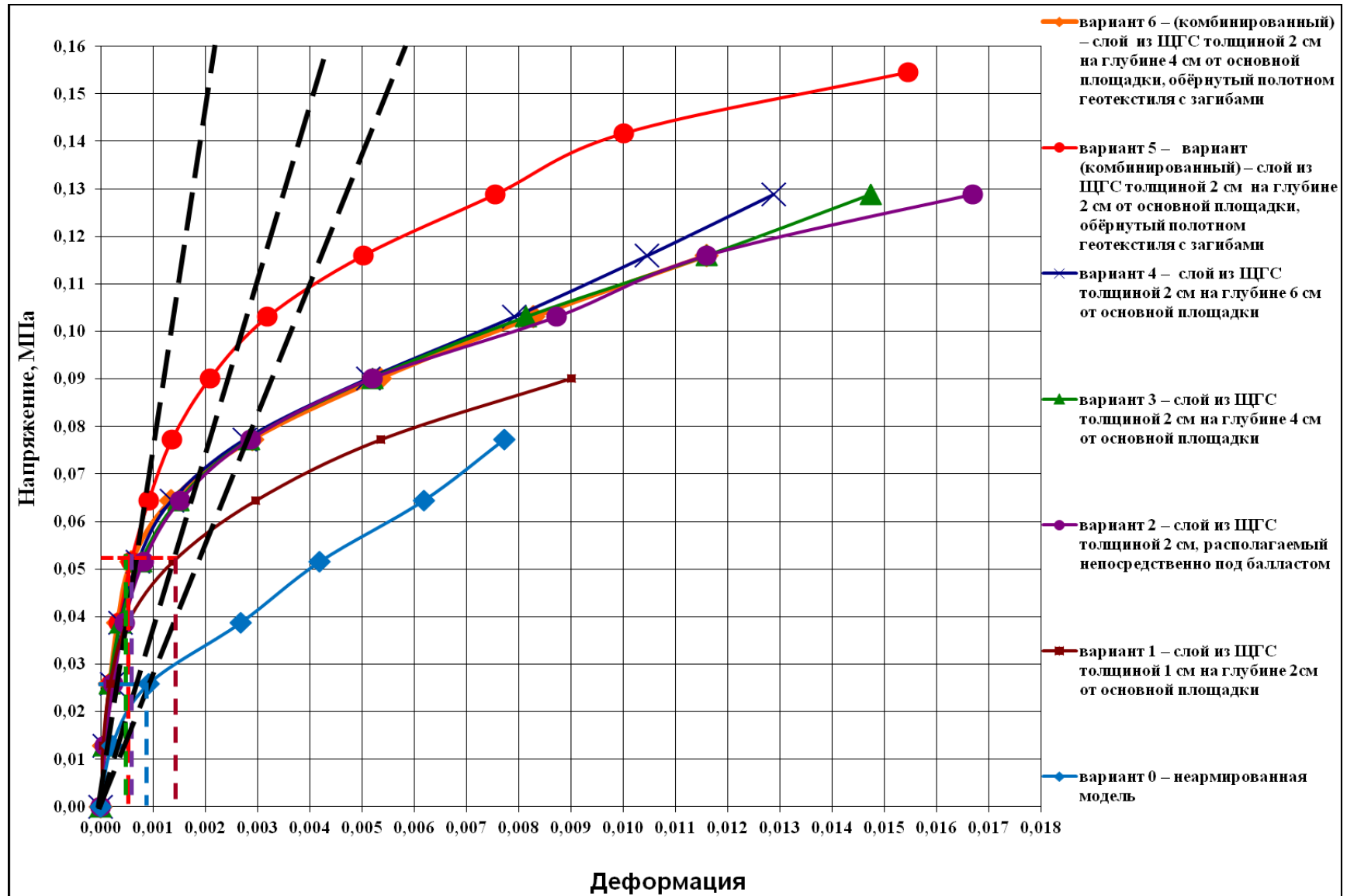


Рис. 2.29. Схема определения модуля упругости для различных вариантов усиления (ЩГС)

В данных вариантах использована комбинация геотекстиля и малодеформируемого слоя. Все результаты приведены в виде графиков, и, как следует из их анализа (рис. 2.28, 2.29), количественно варианты отличаются друг от друга значительно. Важным является тот факт, что деформирование по вариантам 2, 3, 4 и 6 практически одинаково, что свидетельствует о схожем влиянии на интегральное НДС, причём вариант 6, который является комбинированным, оказывает такое же влияние, как и варианты без геотекстиля. Таким образом, проведя данные экспериментальные исследования, проанализировав их и получив важную информацию о НДС моделей с различными вариантами усиления, можно получить дальнейшее развитие анализа деформирования, которое заключается в экспериментальном исследовании НДС моделей с дискретным армированием [174].

Параметры стабилизации, которые приняты в работе, для лотковых испытаний, проведенных в работе, также свидетельствуют, что комбинированный вариант 5 является наиболее эффективным мероприятием стабилизации. Это доказывают результаты сравнительного анализа, проведенного по каждому из параметров стабилизации. На рис. 2.19 и 2.20 показаны дополнительные геометрические построения, которые упрощают процедуру сравнительного анализа.

Так при нормативном максимальном напряжении на основной площадке земляного полотна, которое равно 0,08 МПа, относительные деформации для вариантов усиления геотекстилем равны соответственно: Вариант 0 – 0,0078, Вариант 1 – 0,0066, Вариант 2 – 0,0065, Вариант 3а – 0,0053, Вариант 3б – 0,0067, Вариант 4 – 0,0046, Вариант 5 – 0,0044, то есть внедрение геотекстиля уменьшает деформации в 1,2...1,8 раза (максимальное уменьшение деформаций – в Варианте 5). Модуль упругости, как один из параметров стабилизации, изменялся в следующих пределах: Вариант 0 – 2,78 МПа, Вариант 1 – 12,5 МПа, Вариант 2 – 5 МПа, Вариант 3а – 25 МПа, Вариант 3б – 3,57 МПа, Вариант 4 – 12,5 МПа, Вариант 5 – 25 МПа, то есть Варианты 3а и 5 при внедрении геотекстиля увеличивают модуль упругости в 9 раз, соответственно

деформационные характеристики земляного полотна с проведенными мероприятиями улучшаются. Также улучшаются и прочностные характеристики, так как один из параметров стабилизации улучшается (предел прочности – напряжение, соответствующее относительной деформации 0,01): Вариант 0 – 0,078 МПа, Вариант 1 – 0,1015 МПа, Вариант 2 – 0,103 МПа, Вариант 3а – 0,104 МПа, Вариант 3б – 0,1 МПа, Вариант 4 – 0,119 МПа, Вариант 5 – 0,108 МПа. В случае усиления геотекстилем предел прочности увеличивается в 1,3...1,4 раза.

В случае укрепления земляного полотна слоем ЩГС и комбинированным укреплением относительные деформации при нормативном максимальном напряжении для вариантов усиления равны соответственно: Вариант 0 – 0,0078, Вариант 1 – 0,0062, Вариант 2 – 0,0034, Вариант 3 – 0,0034, Вариант 4 – 0,0034, Вариант 5 – 0,0015, Вариант 6 – 0,0034, то есть применение комбинированного варианта, как самого эффективного, уменьшает деформации в 5,2 раза (остальные варианты усиления – только в 1,3...2,3 раза). Модуль упругости, как один из параметров стабилизации, изменялся в следующих пределах: Вариант 0 – 33,3 МПа, Вариант 1 – 37,1 МПа, Вариант 2 – 62,5 МПа, Вариант 3 – 55,6 МПа, Вариант 4 – 74,3 МПа, Вариант 5 – 133 МПа, Вариант 6 – 104 МПа, то есть Вариант 5 (комбинированный) увеличивают модуль упругости в 4 раза, соответственно деформационные характеристики земляного полотна с проведенными мероприятиями улучшаются. Также улучшаются и прочностные характеристики, так как один из параметров стабилизации улучшается (предел прочности – напряжение, соответствующее относительной деформации 0,01): Вариант 0 – 0,078 МПа, Вариант 1 – 0,09 МПа, Вариант 2 – 0,108 МПа, Вариант 3 – 0,11 МПа, Вариант 4 – 0,114 МПа, Вариант 5 – 0,142 МПа, Вариант 6 – 0,109 МПа. В случае усиления комбинированным вариантом 5 предел прочности увеличивается в 1,8 раза (другие варианты усиления только в 1,15...1,46 раза).

Таким образом, параметры стабилизации, полученные для нескольких вариантов усиления геотекстилем и слоем ЩГС, включая комбинированный, свидетельствуют о высокой эффективности именно комбинированного варианте.

Выводы по разделу 2

Анализ полученных в ходе экспериментальных исследований данных позволяет сделать следующие выводы.

1. Применение способа усиления земляного полотна в виде малодеформируемого слоя является целесообразным, так как небольшой разброс деформационных свойств слоя и матрицы исключает возможность какого-либо расслоения матрицы и внедрённого элемента.
2. Из анализа полученных графиков приведенных на рис. 2.3 – 2.5, следует, что внедрение армирующего элемента увеличивает прочность образца из суглинка на 20%. Способность сопротивлению деформациям его также возрастает в 1,2 раза.
3. Результаты экспериментальных исследований свидетельствуют также о том, что положение малодеформируемого слоя по высоте в пределах зоны активного деформирования существенно не влияет на снижение вертикальных деформаций.
4. Характер деформирования земляного полотна в комбинированных вариантах усиления свидетельствует о том, что в них происходит сочетание положительных свойств комбинации слоя и арматуры, так как повышение деформационных свойств слоя, который обёрнут полотном геотекстиля, образуя самонапряжённую систему, не позволяет расслаиваться арматуре и матрице, обеспечивая наибольшее сопротивление нагрузке, прикладываемой к земляному полотну.
5. Армирование земляного полотна в виде отдельных полотнищ геотекстильных материалов увеличивают прочность матрицы в 1,5...1,6 раза, но возникновение зон расслоения на концах полотнища свидетельствуют о нерациональности данных вариантов вне зависимости от их размещения по высоте матрицы.
6. Армирование замкнутой оболочкой также не может считаться рациональным даже при увеличении прочности в 1,6 раза, так как деформирование

земляного полотна при таком варианте армирования связано с его значительным трещинообразованием.

7. Характер деформирования модели, армированной одним полотном геотекстиля с загибами на глубине 2 см (0,4 м в натуре) и 4 см (0,8 м в натуре); модели, армированной двумя полотнами геотекстиля с загибами на глубине 4 см и 6 см (0,8 м и 1,2 м в натуре) качественно совпадает с характером деформирования неармированной модели, значительно уменьшаясь количественно по деформациям.
8. Исследование влияния малодеформируемого слоя и арматуры в виде геосинтетических материалов с определением преимуществ и недостатков каждого, свидетельствует о том, что как следует из количественного анализа каждого из вариантов повышение напряжений и деформаций в два раза в (комбинированном варианте слой из ЩГС толщиной 2 см (0,4 м натуре) на глубине 2 см (0,4 м натуре) от основной площадки, обёрнутый полотном геотекстиля с загибами) по сравнению с неармированным земляным полотном. Поэтому применение комбинированных решений является оптимальным.
9. Рациональными вариантами армирования являются вариант с незамкнутой оболочкой и вариант с двумя незамкнутыми оболочками, поскольку было достигнуто увеличение прочности от 1,6 до 2 раз, а наличие анкеровки геотекстильных полотнищ исключает нежелательные эффекты деформирования в виде активного трещинообразования и расслоения матрицы и арматуры.

РАЗДЕЛ 3.

АНАЛИТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НАПРЯЖЁННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА С КОМБИНИРОВАННЫМ УКРЕПЛЕНИЕМ

3.1 Предпосылки аналитического определения напряженно-деформированного состояния

В настоящее время полноценное методическое обеспечение проектирования грунтовых сооружений с использованием геоматериалов, подтвержденное соответствующими нормативными документами, только формируется. Сегодня, в связи с разработкой общих алгоритмов решения краевых задач теории упругости и эффективных численных методов их компьютерной реализации, перспективы решения задач определения напряженно-деформированного состояния в неоднородных и сложных в геометрическом отношении областях существенно расширились. Однако, все еще большие трудности вызывает практическое применение тех или иных моделей и методов к расчету реальных сооружений, решению специфических задач, к которым можно отнести расчет армированного геоматериалом земляного полотна. В связи с этим разработка с позиций механики деформируемого тела вопросов расчета напряженно-деформированного состояния земляного полотна, усиленного геоматериалами, начиная с теории построения универсальных расчетных моделей для армогрунтовых массивов и кончая алгоритмами и программами их численной реализации, является на сегодняшний день чрезвычайно актуальной задачей.

Как было выяснено из результатов экспериментальных исследований, наиболее эффективным способом усиления земляного полотна является комбинированный способ. Сущностью этого способа является соединение в одной схеме укрепления двух элементов, которые кардинально отличаются по свойствам и укрепляющему действию, но в едином комплексе их влияние наибольшее. Следует отметить, что, соединяя в единой схеме укрепления

двухслойный геотекстиль с отгибами (незамкнутая оболочка) и расположенный между двумя полотнами слой малодеформированного материала (щебеночно-грунтовый слой (ЩГС)), стало возможным добиться максимального эффекта укрепления. Причем, данные экспериментов в лотке доказывают, что эффект укрепления в случае комбинированного решения несколько больше, чем сумма от эффектов единичных решений. То есть при комбинации таких укрепляющих элементов между ними возникает такое взаимодействие, что, если бы они действовали поодиночке, сумма от их взаимодействий не совпала бы с общим действием комбинированной системы.

Соответственно, важным направлением разработки аналитических положений определения НДС земляного полотна с комбинированным укреплением, является учёт взаимодействий элементов укрепления с отысканием особенностей, приводящих к полученному положительному результату укрепления. Исходя из предпосылки взаимодействия между укрепляющим элементом и грунтовой матрицей земляного полотна, следует рассмотреть несколько возможных вариантов разработки аналитических положений, которые позволят решить задачу поиска напряжений и деформаций как в системе в целом, так и в ее элементах.

Несомненно, что наиболее простым путем решения данной задачи является рассмотрение системы в следующем виде, который является упрощённым, однако, некоторые его положения будут верны и для более сложной постановки задачи. Рассмотрим земляное полотно с комбинированным укреплением в виде двух частей – матрицы и укрепляющего элемента. Последний нельзя назвать арматурой и рассматривать его в таком виде, так как он не является таким элементом, представляя собой пакет из геотекстиля с помещенным внутрь оболочки слоем ЩГС. Следует также отметить, что матрица представляется однородной по высоте, что действительно доказывается опытом строительства железных дорог с предельно серьёзным геоконтролем строительства и получением заданных свойств грунтов земляного полотна, таких как плотность и модуль деформации.

Укрепляющий элемент в упрощённом виде также можно представить

однородным, применяя «размазывание» свойств геотекстиля и ЩГС, то есть общая система будет представлять собой однородную матрицу определенных свойств с внедренным в нее однородным элементом с другими свойствами. Совершенно ясно, что данный элемент отличается повышенными деформационными свойствами, и при его взаимодействии с матрицей вызывает в своей окрестности возмущение НДС, вызванное скачком данных свойств.

Однако, притом, что такая аналитическая задача определения НДС весьма проста в решении, оно не будет соответствовать реальному деформированию и возникновению напряжений ни в системе, ни в ее элементах. Причиной такого искажения НДС является то, что при усреднении «размазывании» свойств геотекстиля в укрепляющем элементе, получается, что эффект влияния геотекстиля совершенно исчезает, так как укрепляющий элемент становится однородным, но с несколько повышенными деформационными свойствами. Несомненно, решение такой задачи возможно, но результаты будут весьма приближенными.

Однако, из постановки такой упрощённой задачи следует и положительное решение. Разделив систему на матрицу и укрепляющий элемент, можно объяснить взаимодействие между ними, используя принцип И. В. Родина, который он применил для подземных сооружений [145]. Общее напряжённое состояние системы из матрицы и укрепляющего элемента по Родину (в его случае в роли матрицы выступал породный массив, а в роли элемента – крепление) состоит из суммы двух напряженных состояний – нетронутого и снятого. В данном случае нетронутым напряженным состоянием будет состояние в земляном полотне, обусловленное собственным весом и поездной нагрузкой, а снятое напряженное состояние – уменьшающее или перераспределяющее напряжение внедренного укрепляющего элемента. Применяя принцип Родина, следует все же учитывать, что суперпозиция возможна лишь для общей системы «матрица – укрепляющий элемент», а поиск НДС укрепляющего элемента должен проводиться с той позиции, что он является композитным элементом. То есть, в самом укрепляющем элементе, который в исследованном виде является самонесущей конструкцией,

происходит сложное взаимодействие между геотекстилем и заполнителем (ЩГС), которое в более упрощенном виде переносится на взаимодействие с матрицей.

Соответственно, определив НДС нетронутого земляного полотна, его можно скорректировать путем вычитания определенных тензоров напряжений и деформаций, определенных в ходе аналитических вычислений НДС укрепляющего элемента. Однако, проводя такие вычисления, следует учитывать сложный характер взаимодействия в укрепляющем элементе геотекстильной оболочки и заполнителя в виде ЩГС, который и влияет на получение положительного эффекта в деформировании и возникновении напряжений в системе «матрица – укрепляющий элемент».

Прежде, чем перейти к конкретным аналитическим построениям, следует определить гипотезы, которые будут участвовать в ходе решения, так как сложность взаимодействия однозначна.

1. Постановка задачи – плоская ($S=1$ м, условие плоской деформации). Данная постановка не является упрощением, которое значительно влияет на понимание физического смысла накопления напряжений и развития деформаций в усиленном земляном полотне под влиянием поездной нагрузки, так как распространение напряжений и деформаций по оси движения поезда по сравнению с одноимёнными факторами, действующими в плоскости ему поперечной, минимально (доля данных факторов от общего НДС составляет не более 5...7 %). Деформации, как было заявлено, приравниваются нулю и, таким образом, аналитическое решение значительно упрощается.
2. Грунт земляного полотна принимается однородным изотропным. Как уже было заявлено выше, применение такой гипотезы правомерно. Также однородным изотропным материалом полагаем и слой ЩГС, который заполняет незамкнутую оболочку из геотекстиля. Причём данный укрепляющий малодеформативный слой ЩГС считаем уплотнённым настолько, что его деформациями можно пренебречь и полагать геометрические размеры (толщину и длину) неизменными в процессе

нагрузки поезда на грузку. Данная гипотеза также правомерна, так как подобный характер деформирования слоя из ЩГС как практически несжимаемого, отмечен в ходе экспериментов в лотке.

3. Материал геотекстиля, который заключает в оболочку малодеформативный слой ЩГС, принимается упругим и изотропным, не воспринимающим сжимающие напряжения и имеющим определенный предел прочности на растяжение. Жесткость на изгиб армирующего геотекстильного элемента принимается равной нулю, а напряженное состояние определяется, как мембранное.

Пусть в лотковых экспериментах модель приводилась в пластическое состояние и разрушалась, приведение аналитической задачи к упругой постановке целесообразно и объясняется тем, что, при реальной эксплуатации земляного полотна появление пластических деформаций неприемлемо и требует ремонтных или реконструкционных мероприятий. Однако, для большего учета формирования НДС, особенно в некоторых характерных местах рассматриваемого укрепленного земляного полотна, следует расширить чисто упругую постановку, применив несколько иной подход. Так как решение упругопластической задачи значительно усложнит аналитические построения, но учесть в них пластические деформации важно, применим в виде метода смешанную задачу теории упругости и пластичности, основы которого подробно изложены в работах А. К. Бугрова, С. В. Казанцева, А. В. Пилягина, А. Б. Фадеева [146 –149]. Сущностью смешанной задачи теории упругости и пластичности является положение об одновременном существовании в сооружении, в данном случае в земляном полотне, областей упругого допредельного и пластического запредельного деформирования. Соответственно, для каждой из областей возможно применение своей теории: для области допредельного – упругости (это относится и к аналитическому решению в целом при уровне напряжений до предела упругости), для области запредельного – пластичности. Одновременное применение обеих теорий целесообразно лишь после появления областей пластического деформирования, а до этого времени упругая постановка задачи полностью корректна.

Важным моментом при решении смешанной задачи теории упругости и пластичности является отыскание зон различного вида деформирования с помощью условий перехода грунта земляного полотна из упругой стадии в пластическую, например, с применением уравнения огибающей Кулона-Мора, что будет детально изложено ниже.

Важнейшим преимуществом применения смешанной задачи теории упругости и пластичности является то, что, кроме доказанной адекватности полученных аналитических решений экспериментальным и натурным данным, ее аналитические построения достаточно просто реализовывать с помощью численных методов. Так, применение такой задачи достаточно полно и детально разработано для метода конечных элементов.

3.2 Напряженно-деформированное состояние нетронутого земляного полотна

Собственные напряжения земляного полотна вместе с напряжениями от поездной нагрузки оказывают первостепенное влияние на его эксплуатационную надежность. Существующие аналитические методы расчета напряжений в земляном полотне чаще всего базируются на закономерностях теории упругости. Как уже было выяснено, такой подход к определению нетронутого НДС в неукрепленном земляном полотне правомерен, так как при определении напряжений от собственного веса грунта и поездной нагрузки можно считать, что верхняя часть земляного полотна находится в состоянии допредельного равновесия, а также основным требованием к земляному полотну является требование отсутствия остаточных деформаций.

Для определения компонента напряженного состояния, выделим в земляном полотне элементарный слой толщиной $d\xi$, который будет рассмотрен в виде равномерно распределенной нагрузки, в которую можно также добавлять и поездную нагрузку, действующую на земляное полотно ниже линии своего действия (рис. 3.1).

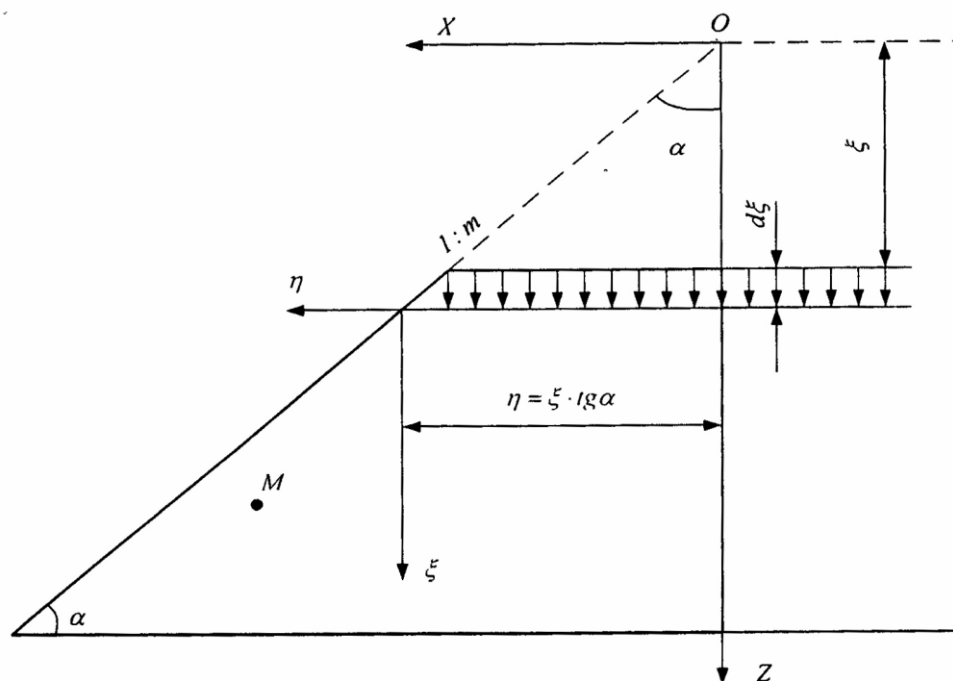


Рис. 3.1. Расчетная схема к определению нетронутого напряженного состояния в земляном полотне

Напряженное состояние в произвольной точке массива с координатами z и x удовлетворяет классическим уравнениям равновесия:

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} = -\gamma \sigma_z(z, x), \quad (3.1)$$

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = -\gamma \sigma_x(z, x), \quad (3.2)$$

где σ_x , σ_z , τ_{xz} – нормальные напряжения по осям x и z и касательное в плоскости xz соответственно; $\gamma \sigma_z(z, x)$ и $\gamma \sigma_x(z, x)$ – проекции объемных сил на соответствующие оси; γ – удельный вес грунта земляного полотна без укрепления.

Кроме уравнений равновесия, введем условие деформирования

$$\nabla^2 \Sigma(z, x) = -\gamma \left[\frac{\partial}{\partial x} \Sigma(z, x) + \frac{\partial}{\partial z} \Sigma(z, x) + \frac{\partial}{\partial z} \Sigma(z, x, \xi) \right]. \quad (3.3)$$

где ∇ – оператор Лапласа.

Решение приведенных уравнений в частных производных подобно решению М. Леви такого типа уравнений [150]:

$$\sigma_{z(z-\xi, x-\eta)} = -\frac{q}{tg\alpha + \pi - \alpha} \left[tg\alpha + \left(\frac{\pi}{2} - \alpha \right) - arctg \frac{x-\eta}{z-\xi} - \frac{(z-\xi)(x-\eta)}{(z-\xi)^2 + (x-\eta)^2} \right], \quad (3.4)$$

$$\sigma_{x(z-\xi, x-\eta)} = -\frac{q}{tg\alpha + \pi - \alpha} \left[\left(\frac{\pi}{2} - \alpha \right) - arctg \frac{x-\eta}{z-\xi} + \frac{(z-\xi)(x-\eta)}{(z-\xi)^2 + (x-\eta)^2} \right], \quad (3.5)$$

$$\tau_{xz(z-\xi, x-\eta)} = -\frac{q}{tg\alpha + \pi - \alpha} \cdot \frac{(z-\xi)^2}{(z-\xi)^2 + (x-\eta)^2}, \quad (3.6)$$

где q – нагрузка на основную площадку земляного полотна от фиктивного клина; α , ξ , η – геометрические параметры земляного полотна (рис. 3.1).

Проинтегрировав по ξ в пределах от 0 до z , получим следующие выражения:

$$\sigma_z = \frac{q}{tg\alpha + \pi - \alpha} \left\{ \begin{aligned} & \left[-\left(\frac{\pi}{2} - \alpha \right) (1 - 2 \cos^2 \alpha) \sin^2 \alpha + \sin^2 \alpha \cdot tg\alpha + \frac{\pi}{2} \cos^2 \alpha \right] z + \\ & + \sin \alpha \cdot \cos \alpha \left[2 \left(\frac{\pi}{2} - \alpha \right) \sin^2 \alpha + \frac{\pi}{2} \right] x + \\ & + 2 \sin^4 \alpha (z \cdot ctg \alpha - x) \ln \frac{z \cdot ctg \alpha}{r} + \\ & + \sin \alpha (z \cdot \sin \alpha + x \cdot \cos \alpha) arctg \frac{x}{z} - \\ & - 2 \cos \alpha \sin^3 \alpha (z \cdot ctg \alpha - x) arctg \frac{z \cdot \sin \alpha + x \cdot \cos \alpha}{\sin \alpha (z \cdot ctg \alpha - x)} \end{aligned} \right\}, \quad (3.7)$$

$$\sigma_x = \frac{q}{tg\alpha + \pi - \alpha} \left\{ \begin{aligned} & \left[-\left(\frac{\pi}{2} - \alpha \right) (1 - 2 \cos^2 \alpha) \sin^2 \alpha + \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \frac{\pi}{2} \cos^2 \alpha \right] z - \\ & - \sin \alpha \cdot \cos \alpha \left[2 \left(\frac{\pi}{2} - \alpha \right) \sin^2 \alpha - \frac{\pi}{2} \right] x + \\ & + 2 \cos^2 \alpha \cdot \sin^2 \alpha (z \cdot ctg \alpha - x) \ln \frac{z \cdot ctg \alpha}{r} + \\ & + \sin \alpha (z \cdot \sin \alpha + x \cdot \cos \alpha) arctg \frac{x}{z} + \\ & + 2 \cos \alpha \sin^3 \alpha (z \cdot ctg \alpha - x) arctg \frac{z \cdot \sin \alpha + x \cdot \cos \alpha}{\sin \alpha (z \cdot ctg \alpha - x)} \cdot \ln \frac{z \cdot ctg \alpha - x}{r} \end{aligned} \right\}, \quad (3.8)$$

$$\tau_{xz} = \frac{q}{\operatorname{tg} \alpha + \pi - \alpha} \left\{ \begin{array}{l} -z \sin^2 \alpha + 2 \cos \alpha \sin^3 \alpha (z \cdot \operatorname{ctg} \alpha - x) \cdot \ln \frac{z \cdot \operatorname{ctg} \alpha - x}{r} - \\ - \cos^2 \alpha \cdot \sin^2 \alpha (z \cdot \operatorname{ctg} \alpha - x) \cdot \left[\left(\frac{\pi}{2} - \alpha \right) + \operatorname{arctg} \frac{z \cdot \sin \alpha + x \cdot \cos \alpha}{\sin \alpha (z \cdot \operatorname{ctg} \alpha - x)} \right] \end{array} \right\}, \quad (3.9)$$

где $r = \sqrt{z^2 - x^2}$.

В соответствии с условием совместности деформаций

$$\sigma_{x(x,z,r)} = \operatorname{const} = q \frac{\operatorname{tg} \alpha + \left(\frac{\pi}{2} - \alpha \right)}{\operatorname{tg} \alpha + (\pi - \alpha)}, \quad (3.10)$$

$$\frac{\partial}{\partial z} \sigma_{x(x,z,\xi)|_{\xi=r}} = 0, \quad (3.11)$$

и тождества совместности, выражение (3.3) принимает вид

$$\nabla^2 \Sigma(z, x) = -\gamma \frac{\partial}{\partial z} \sigma_{x(x,z,\xi)|_{\xi=r}} = \frac{2\gamma}{\operatorname{tg} \alpha + \pi - \alpha} \cdot \frac{1}{z \cdot \operatorname{ctg} \alpha - x}. \quad (3.12)$$

Вертикальные напряжения в любой точке насыпи находятся из выражения:

$$\sigma_z = \sigma_{\text{вр}} + \sigma_\gamma, \quad (3.13)$$

где $\sigma_{\text{вр}}$ – компонента напряжений, вызванных действием временной нагрузки; σ_γ – компонента напряжений, вызванных действием собственного веса грунта:

$$\sigma_\gamma = -\gamma \frac{z}{2} \left(1 - \frac{h_0^2}{z^2} \right). \quad (3.14)$$

Из теории упругости известно, что для равномерно распределенной нагрузки на основной площадке земляного полотна вертикальные напряжения равны:

$$\sigma_{\text{вр}} = -\frac{q_0}{\pi} \left(\beta_1 + \frac{1}{2} \sin^2 \beta_1 - \beta_2 + \frac{1}{2} \sin^2 \beta_2 \right), \quad (3.15)$$

где q_0 – интенсивность поездной нагрузки; β_1 и β_2 – углы, определяющие положение точки в земляном полотне и откладываемые от вертикалей, продолженных от начала и окончания распределенной нагрузки.

Однако, такое решение приобретает несколько неудовлетворительный

характер для точек, которые лежат ближе к границам откоса, так как в них возникают концентрации напряжений, которые незначительно завышены. Поэтому для уточнения напряжений в приоткосной зоне (при отсутствии пластических областей), можно воспользоваться методом Кристенсена, который является частным случаем смешанной задачи теории упругости и пластичности [149,150] (рис. 3.2).

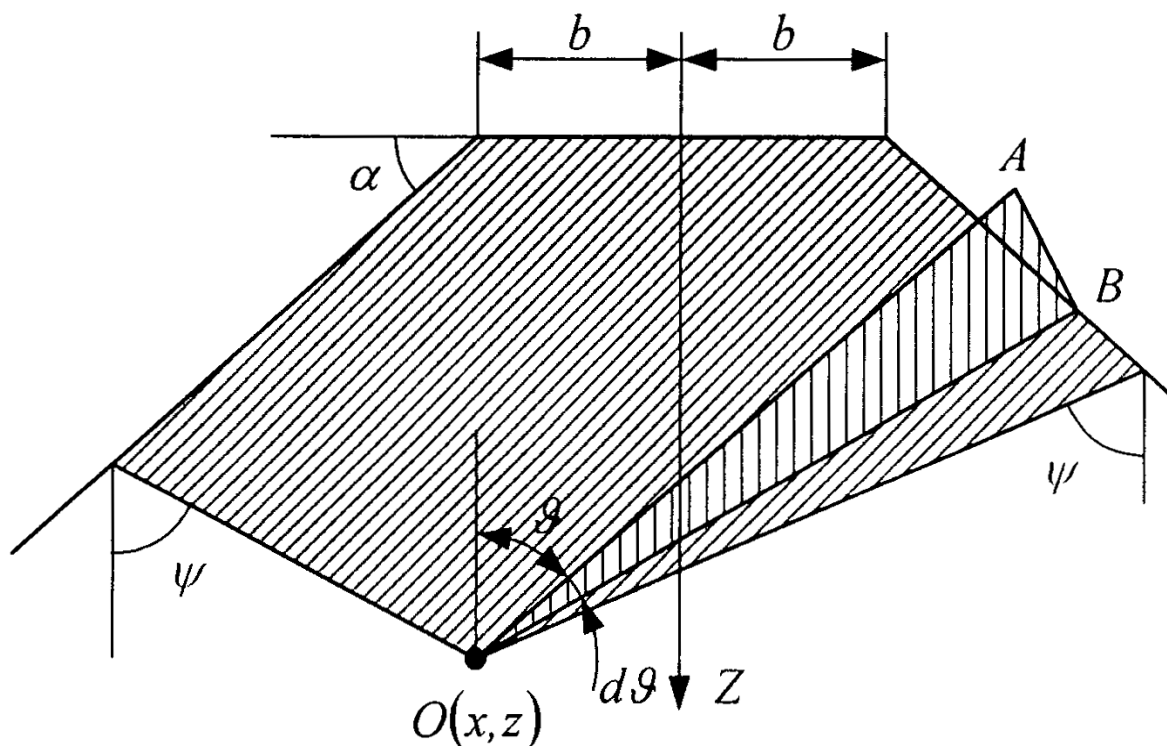


Рис. 3.2. Расчетная схема к методу Кристенсена

Тогда для точек данной зоны напряжения вычисляются по приближенным формулам:

$$\sigma_z = \gamma H [4\sigma'_z(1-\lambda) + \sigma''_z(4\pi-3)], \quad (3.16)$$

$$\sigma_x = \gamma H [4\sigma'_x(1-\lambda) + \sigma''_x(4\pi-3)], \quad (3.17)$$

$$\tau_{xz} = \gamma H [4\tau'_{xz}(1-\lambda) + \tau''_{xz}(4\pi-3)], \quad (3.18)$$

где H – высота земляного полотна; λ – коэффициент бокового распора, определяемый через коэффициент Пуассона, $\lambda = \frac{\mu}{1-\mu}$; σ'_z , σ'_x , τ'_z – безразмерные напряжения в любой точке рассматриваемой области при $\lambda=0,75$; σ''_z , σ''_x , τ''_z – безразмерные напряжения в любой точке рассматриваемой

области при $\lambda = 0,1$.

Для контроля образования пластических областей при аналитическом решении смешанной задачи определения нетронутого напряженного состояния в неукрепленном земляном полотне можно воспользоваться двумя приемами. Первый из них является аналитическим и заключается в определении области пластической деформации с помощью упругой оценки, основанной на критерии Мизеса, то есть определении геометрического места точек с постоянной энергией формоизменения. Однако, данный прием удобен при численных решениях, когда с помощью прикладного комплекса достаточно просто определить общую энергию деформирования и визуально отделить пластическую зону, как место с постоянной энергией формоизменения.

Второй прием более прост, так как является полуаналитическим и связан с определением и сверкой напряженного состояния приоткосных зон с условием предельного равновесия в виде прямолинейной огибающей наибольших кругов напряжений (кругов Мора), которая построена на основе результатов испытаний реальных грунтов земляного полотна:

$$\sqrt{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{xz}^2} - (\sigma_z + \sigma_x) \sin \varphi = 2C \cdot \cos \varphi, \quad (3.19)$$

где φ и C – угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта земляного полотна соответственно.

Если при подстановке напряжений из формул (3.16) – (3.18), величина правой части не превышает величину левой, то грунт земляного полотна находится в пластическом состоянии.

Окончательное доказательство правомерности упругой постановки, приведено в работах Ю. К. Зарецкого [151, 152], который определил, что появление в приоткосной зоне области пластических деформаций не изменяет вертикальные составляющие напряжений, изменение же горизонтальных и касательных напряжений значительно (1,5...2 раза), но их концентрация занимает незначительную область, а изменение общего НДС в упругой и упругопластической задаче практически тождественно (отличие не превышает 10 %).

Следует отметить, что в данной работе не рассматривается влияние фактора времени, то есть постановка аналитической задачи не является реологической. Это объясняется тем, что такая постановка увеличивает сложность задачи на порядок, и ее решение совершенно отличается от решений задачи теории упругости.

Решив задачу определения напряженного состояния, с помощью обобщенного закона Гука, приведенного к условию плоской деформации, отыскивается деформированное состояние (обратная задача определения НДС), что не представляет особенных сложностей при известных значениях модуля деформации (значения определяются в ходе компрессионных или стабилметрических испытаний) и коэффициента Пуассона.

3.3 Напряженно-деформированное состояние укрепляющего элемента

НДС укрепляющего элемента определяется исходя из его работы как композита, так как незамкнутую оболочку из геотекстиля с наполнителем в виде ЩГС, можно рассматривать как трехслойный пакет с серьезно отличающимися свойствами оболочки и наполнителя. Следует отметить, что незамкнутую оболочку можно считать, как фиктивно замкнутую, что следует из характера ее деформирования, определенного в процессе экспериментов.

При повышении нагрузки на основную площадку модели, возникающие напряжения воздействуют на отгибы оболочки, причем верхний слой грунта с дополнительной нагрузкой приводит к эффекту защемления. Достаточно длинные отгибы позволяют развить значительные силы трения как по внешней поверхности (грунт земляного полотна – геотекстиль), так и по внутренней поверхности (геотекстиль – ЩГС). Эффект защемления увеличивается пропорционально увеличению нагрузки на основную площадку модели и, соответственно, возрастает трение по указанным поверхностям (рис. 3.3).

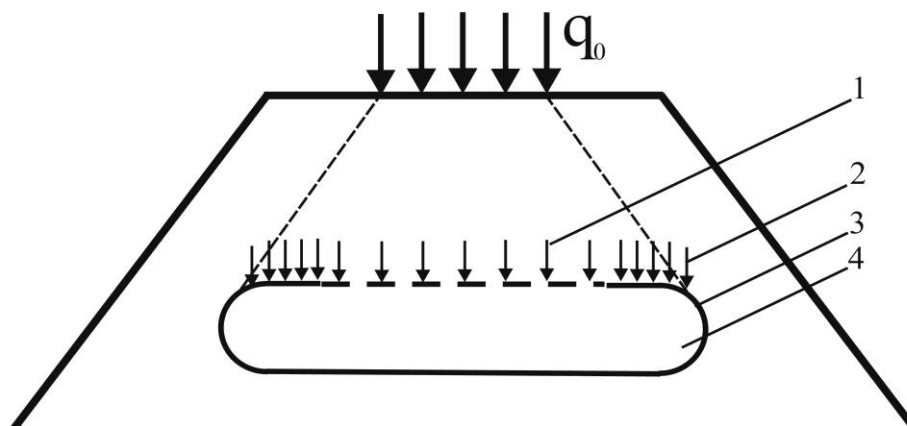


Рис. 3.3. Схема распределения напряженного состояния с учетом эффекта защемления: 1 – нагрузка, передающаяся на укрепляющий элемент (часть поездной нагрузки и собственный вес); 2 – нагрузка, передающаяся на отгиб оболочки; 3 – фиктивно замкнутая оболочка из геотекстиля; 4 – наполнитель (ЩГС)

Экспериментально исследуя случай замкнутой и незамкнутой оболочки, было выяснено, что замыкание полотна геотекстиля практически не изменяет НДС модели, что объясняется тем, что трения на некоторой длине окончания оболочки достаточно для того, чтобы развить значительное трение и не позволить геотекстилю сдвинуться или выдернуться. Доля трения, которая приходится на середину оболочки, не столь значительно влияет на этот эффект, поэтому незамкнутую оболочку с отгибами достаточно корректно воспринимать как фиктивную замкнутую оболочку (рис. 3.3).

Картина деформирования укрепляющего элемента при воздействии поездной нагрузки изменяется следующим образом. Заполнитель в виде ЩГС, имеющий высокую плотность и являющийся практически несжимаемым, будучи отделен от матрицы земляного полотна оболочкой, не имеет возможности изменения объема. Соответственно, укрепляющий элемент деформируется только лишь вместе с матрицей, причем его основанием является земляное полотно с упругими свойствами. Положительный эффект от укрепления таким комбинированным способом заключается в том, что практически вся энергия деформирования до некоторого предела уходит на попытку деформирования укрепляющего элемента, который рассеивает или

распределяет ее вследствие своей конструкции на силы трения и равномерное распределение деформаций по своему основанию (рис. 3.4).

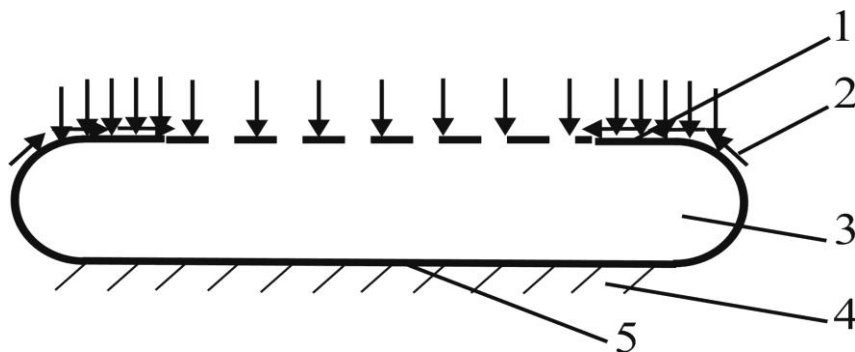


Рис. 3.4. Схема распределения напряжений и сил трения в укрепляющем элементе: 1 – зажатый отгиб геотекстильной оболочки; 2 – силы трения; 3 – зона сжатия заполнителя; 4 – упругое основание; 5 – растянутая фибра геотекстильной оболочки

Данную схему (рис. 3.4.) следует преобразовать в расчетную, исходя из изложенных выше положений о формировании НДС (рис. 3.5).

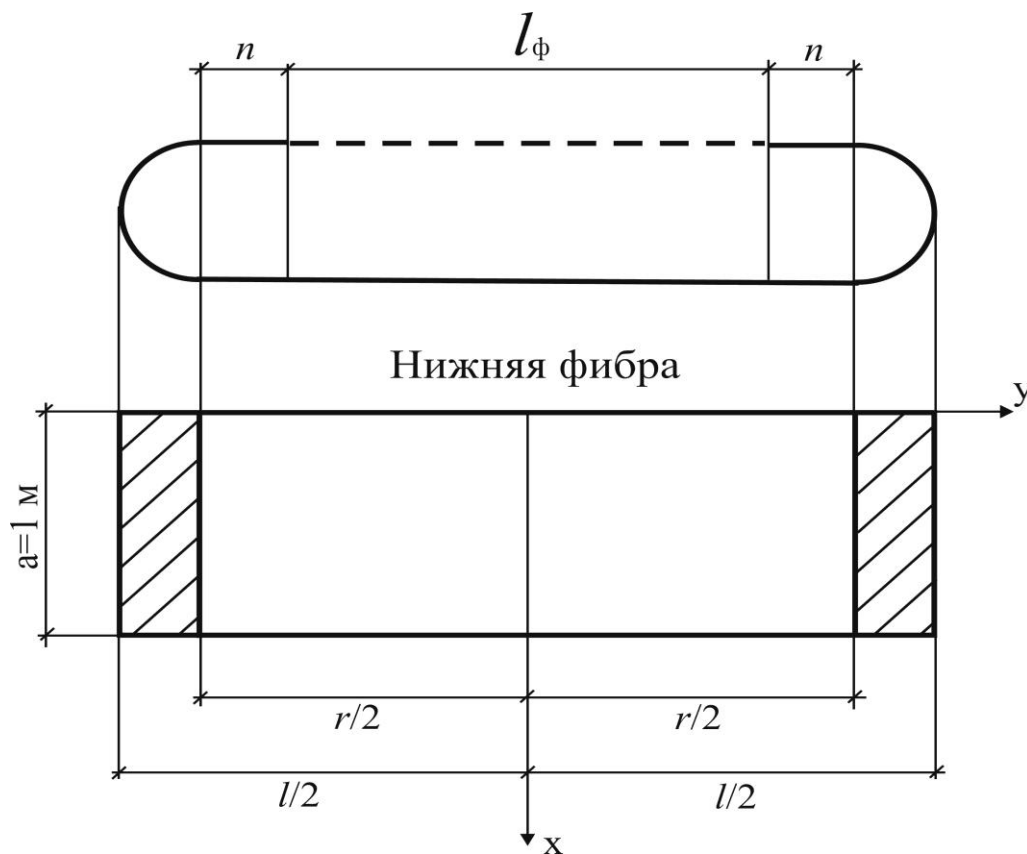


Рис. 3.5. Расчетная схема для определения перемещений и напряжений в укрепляющем элементе (оболочка с наполнителем)

Данный укрепляющий элемент представляется как фиктивно замкнутая оболочка с наполнителем, которая складывается из нескольких зон. Сверху оболочки это зона фиктивной верхней фибры длиной l_ϕ и зона двух отгибов длиной n , которые считаем неподвижными; снизу это зона нижней фибры длиной r и переходная зона длиной $(l-r)$. Оболочка укрепляющего элемента работает, как уже было изложено выше, как единое целое. Прогиб такого трехслойного композитного пакета симметричной структуры, покоящегося на упругом основании с известными параметрами, приближенно определяется по формулам:

– для центральной линии укрепляющего элемента, совпадающей с осью x :

$$w = \frac{4q_0 a^4}{D_T \pi^5} \sum_{m=1,3,5}^{\infty} \frac{E_m}{m^5 P_m} (1 + A_m - B_m) \sin \frac{m\pi x}{a} \quad (3.20)$$

– для нижней фибры без переходной зоны $y < \pm \frac{r}{2}$:

$$w = \frac{4q_0 a^4}{D_T \pi^5} \sum_{m=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{m^5 P_m} \left[\begin{array}{l} \left(1 + A_m \operatorname{ch} \frac{m\pi y}{a} - B_m \operatorname{ch} \frac{m\pi y}{a} \right) - \\ - E_m \left(\frac{C_{m1}}{\operatorname{ch} \beta_{m1}} \operatorname{ch} \frac{m\pi y}{a} - \frac{C_{m2}}{\operatorname{ch} \beta_m} \operatorname{ch} \frac{m\pi y}{a} \right) \end{array} \right] \sin \frac{m\pi x}{a} \quad (3.21)$$

– для переходной зоны нижней фибры $\pm \frac{l}{2} \geq y \geq \pm \frac{r}{2}$:

$$w = \frac{4q_0 a^4}{D_T \pi^5} \sum_{m=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{m^5 P_m} \left[\begin{array}{l} \left(1 + A_m \operatorname{ch} \frac{m\pi y}{a} - B_m \operatorname{ch} \frac{m\pi y}{a} \right) - \\ - F_{m1} \left(\begin{array}{l} G_m \operatorname{sh} \frac{m\pi y}{a} - G_{m1} \operatorname{ch} \frac{m\pi y}{a} - \\ - H_m \operatorname{sh} \frac{m\pi y}{a} + H_{m1} \operatorname{ch} \frac{m\pi y}{a} \end{array} \right) \end{array} \right] \sin \frac{m\pi x}{a}, \quad (3.22)$$

где a – ширина по оси x , принятая равной 1 м; D_T – изгибная жесткость укрепляющего элемента; P_m , a_m , β_{m1} , β_m – параметры трехслойного

укрепляющего элемента; A_m , B_m , E_m , C_{m1} , C_{m2} , G_m , G_{m1} , F_{m1} , H_m и H_{m1} – постоянные коэффициенты.

Так как толщина оболочки из геотекстиля не влияет на изгиб, то изгибная жесткость укрепляющего элемента определяется как

$$D_T = \frac{c_{\text{ЩГС}} E_{\text{ЩГС}}}{12(1 - \nu_{\text{ЩГС}}^2)}, \quad (3.23)$$

где $E_{\text{ЩГС}}$, $\nu_{\text{ЩГС}}$ и $c_{\text{ЩГС}}$ – соответственно модуль деформации, коэффициент Пуассона и толщина слоя ЩГС в оболочке.

Параметры трехслойного укрепляющего элемента определяются по формулам:

$$P_m = 1 + 2 \frac{B^2 a^2}{D_T m \pi^2}; a_m = a |P_m|^{-\frac{1}{2}}; B = \sqrt{\frac{c_{\text{ЩГС}} G_{\text{ЩГС}}}{2}}; \beta_m = 0,5 \frac{m \pi r}{a}; \beta_{m1} = 0,5 \frac{m \pi r}{a_m};$$

где $G_{\text{ЩГС}}$ – модуль сдвига ЩГС в оболочке.

Постоянные коэффициенты в формулах (3.20)-(3.21) имеют вид:

$$\begin{aligned} A_m &= \frac{a_m^2}{a^2 - a_m^2} \cdot \frac{1}{ch \alpha_{m1}}; B_m = \frac{a^2}{a^2 - a_m^2} \cdot \frac{1}{ch \alpha_m} \\ C_{m1} &= \frac{a}{a^2 - a_m^2} \cdot (sh \beta_m - th \alpha_{m1} ch \beta_{m1}) ch \beta_{m1}; \\ C_{m2} &= \frac{a}{a^2 - a_m^2} \cdot (sh \beta_m - th \alpha_m ch \beta_m) ch \beta_m; \\ \alpha_m &= 0,5 m \pi l; \alpha_{m1} = 0,5 \frac{m \pi l}{a_m}; E_m = \frac{1}{1 + \frac{C_m k \pi m}{2 D_T P_m}} \\ F_{m1} &= (1 + A_{m1} - B_{m1}) \left[(C_{m1} - C_m) + \frac{D_T P_m}{k m \pi} \right]^{-1}; \\ C_m &= \frac{a \cdot th \alpha_m - a_m \cdot th \alpha_{m1}}{a^2 - a_m^2}; \\ G_m &= \frac{a_m}{a^2 - a_m^2} ch \beta_{m1}; G_{m1} = G_m th \alpha_{m1}; \\ H_m &= \frac{a}{a^2 - a_m^2} ch \beta_m; H_{m1} = H_m th \alpha_m, \end{aligned}$$

где l – длина укрепляющего элемента с переходными областями; k – коэффициент упругого отпора грунта земляного полотна.

Напряжения в укрепляющем элементе равны для нижней фибры без переходной зоны $y < \pm \frac{r}{2}$:

$$\sigma_x = \pm \frac{4q_0 a^2}{\pi^3 t_r} \sum_{m=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{m^3 P_m} \left[\begin{array}{l} \left(1 + L_m \left(1 - \nu_r \frac{a^2}{a_m^2} \right) ch \frac{m\pi y}{a_m} - \right. \\ \left. - N_m (1 - \nu_r) ch \frac{m\pi y}{a} \right) \end{array} \right] \sin \frac{m\pi x}{a}, \quad (3.23)$$

$$\sigma_y = \pm \frac{4q_0 a^2}{\pi^3 t_r} \sum_{m=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{m^3 P_m} \left[\begin{array}{l} \left(\nu_r + L_{m1} \left(\nu_r - \frac{a^2}{a_m^2} \right) ch \frac{m\pi y}{a_m} - \right. \\ \left. - N_{m1} (\nu_r - 1) ch \frac{m\pi y}{a} \right) \end{array} \right] \sin \frac{m\pi x}{a}, \quad (3.24)$$

где t_r и ν_r – толщина и коэффициент Пуассона геотекстиля;

L_m, N_m, L_{m1}, N_{m1} – постоянные коэффициенты, которые определяются как:

$$L_m = A_m + F_{m1} G_{m1}; N_m = C_m + F_{m1} G_{m1}; L_{m1} = B_m + F_{m1} G_{m1}; N_{m1} = E_m + F_{m1} G_{m1}.$$

Для переходной зоны следует отыскивать напряжения из задачи, учитывающей расслоения, решение которой приведено ниже, причём отдельное внимание придаётся критической нагрузке расслоения. Для проведения практических расчетов, достаточно ввести данные аналитические положения в основные разрешающие уравнения численного метода (например, метода конечных элементов) и взять 2–3 члена ряда.

3.4. Напряженное состояние геотекстильного материала с учётом расслоений

Одним их негативных эффектов, возможных при эксплуатации укрепленного земляного полотна с помощью комбинированного способа, является расслоение в переходной зоне (см. рис. 3.5), представляющей собой полуцилиндрическую оболочку.

Не вызывает сомнений, что такой эффект весьма нечаст, так как, и это доказано экспериментальными данными автора, возникает в пластической стадии деформирования, которая достаточно близка к разрушению грунта земляного полотна. Конечно же, при действительной эксплуатации укрепленного земляного полотна возможность возникновения такого эффекта маловероятна, так как требованием к грунту земляного полотна и нагрузкам, которые на него воздействуют, является требование работы в упругой стадии.

Однако, учет эффекта расслоения в решении смешанной задачи теории упругости и пластичности дает возможность оценки предельных напряжений, которые возможны при работе укрепляющего элемента и сравнения их с пределом прочности геотекстиля на растяжение. Аналитические зависимости расчета заключаются в решении систем уравнений для бездефектных участков (см. 3.3) и участков с расслоениями, используя граничные условия для кромок нижней фибры укрепляющего элемента и учитывая напряжения на границе бездефектного и расслоенного участка.

Принимается, что расслоение имеет место по всей поверхности оболочки на границе с матрицей. Расслоенную трехслойную полуцилиндрическую оболочку можно представить как двухслойную, один из слоев которой имеет параметры трехслойного пакета (собственно укрепляющий элемент из геотекстиля и заполнителя ЩГС), а один из несущих слоев (матрица) отсутствует. Зазора между слоями такой оболочки нет, но касательные усилия с одного слоя на другой передаваться не могут (рис. 3.6).

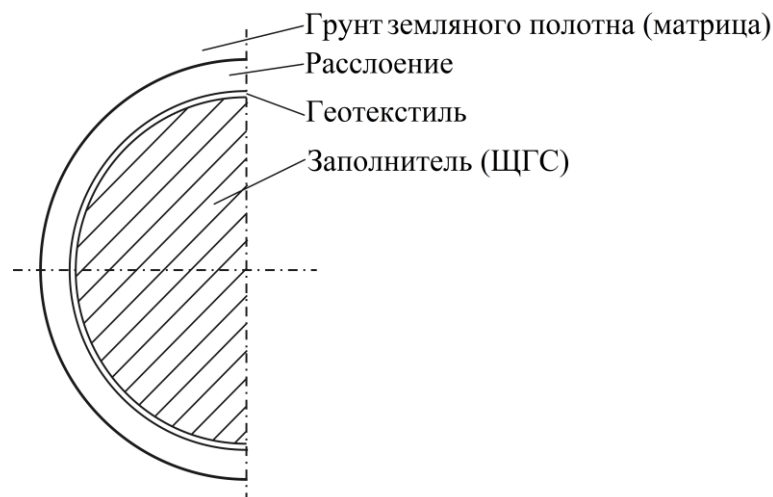


Рис. 3.6. Схема расслоенной полуцилиндрической оболочки

Значения параметров укрепляющего трехслойного элемента при нулевых значениях одного из несущих слоев можно определить из следующих выражений:

– изгибная жесткость при отслоении укрепляющего пакета от матрицы

$$D = \frac{E_r t_r^2}{12} + \frac{E_{\text{шгс}} c_{\text{шгс}}^2}{12} + \frac{E_r t_r^2}{4} (t_r + c_{\text{шгс}} - Hf)^2 + E_{\text{шгс}} \frac{c_{\text{шгс}} H}{4} f^2, \quad (3.25)$$

где E_r и t_r – модуль упругости и толщина геотекстиля, которым в учете

данного эффекта не пренебрегают. Параметры $H = c + t^2$, $f = \frac{E_r t_r}{E_{\text{шгс}}(t+c)} \left(\frac{t}{c+t} + c \right)$

находят из приведенной жесткости пакета $E_{\text{шгс}} = \frac{1}{t+c} (E_r t_r + E_{\text{шгс}} c_{\text{шгс}})$.

Совместное действие осевых сжимающих сил и внутреннего давления со стороны заполнителя, вызывающее расслоение можно характеризовать критическим внутренним давлением:

$$q_{\text{кр}} = \frac{\pi}{[12(1-\nu_r)^2]^{0.75}} E_{\text{шгс}} \frac{H^{2.5}}{lR^{1.5}} \sqrt[4]{\left(1 + \frac{1.49\Delta}{1+\varepsilon}\right)^3}, \quad (3.26)$$

где ν_r – коэффициент Пуассона геотекстиля; l и R – периметр и радиус полуцилиндрической оболочки; безразмерные коэффициенты

$$\Delta = \frac{D}{E_{\text{шгс}} c_{\text{шгс}}} \quad \text{и} \quad \varepsilon = 0,43 \frac{(1-\nu_{\text{шгс}})^{0.5}}{1+\nu_r} \cdot \frac{R t_r}{l^2 H}.$$

При численных расчетах, в которых учитывается эффект расслоения, достаточно определить зоны пластических деформаций по формуле (3.19) и критическое давление (3.26), чтобы сделать вывод о его появлении.

3.5. Реализация разработанных аналитических положений в методе конечных элементов

Наиболее целесообразным практическим решением для реализации аналитических положений в методе конечных элементов (МКЭ) является применение итерационной процедуры упругих решений, которая позволяет учесть различные проявления нелинейного деформирования в виде сдвигов,

учёта растяжения, трения по поверхности слоев в трехслойном пакете и эффекта расслоения [153]. Как уже было принято ранее, в качестве физического закона пластических деформаций принимается условие прочности Кулона-Мора при сжатии с одновременным сдвигом, так как условие Мизеса–Шлейхера корректней применять при пространственном напряженном состоянии.

При построении модели метода конечных элементов следует учитывать полные значения напряжений и деформаций, которые можно определить в ходе лабораторных испытаний грунтовых образцов. Однако, расчётные уравнения МКЭ не следует усложнять учётом дилатансии [154], так как данный эффект достаточно сложно отразить в разрешающих уравнениях, при этом уточнение решения незначительно, что было доказано А. К. Бугровым в работах [146, 147].

Основным действием при выборе соотношений перехода грунта земляного полотна из упругого в пластическое состояние, требуемых для определения зон одноименного деформирования в смешанной задаче теории упругости, является установление условия текучести на графике напряжений и деформаций, полученном лабораторно для данного грунта. Следующим шагом является имитация данного графика в конечно-элементной модели (КЭ-модели) с помощью итерационной процедуры, в процессе которой получаемые решения в виде напряжений $\{\sigma\}$ и деформаций $\{\epsilon\}$ в тензорном виде корректируются, сверяясь с графиком «напряжение – деформация». Данная процедура позволяет приблизить процесс деформирования в КЭ – модели к результатам НДС образца, участвовавшего в лабораторных испытаниях и таким образом достичь достаточно полной и детальной имитации свойств грунта земляного полотна. Следует подчеркнуть, что материал заполнителя (ЩГС) для упрощения расчетов принимался, как уже было сказано выше, упругим для диапазона прикладываемых нагрузок, что доказывается испытаниями его физико-механических свойств.

Таким образом, в ходе итерационной процедуры отыскивались зоны с напряжениями не превышающими и превышающими предел текучести грунта

земляного полотна. Соответственно, итерационный процесс для зоны упругого деформирования прекращался, продолжаясь для зоны пластического деформирования. Причем на каждом шаге приращения нагрузки в итерационном процессе возможный рост зон пластического деформирования контролировался, так как потенциально перераспределение напряжений может вызывать увеличение этих областей.

Учитывая, что грунт земляного полотна принимается как среда, которая практически не сопротивляется растяжению, соответственно происходит анализ и напряжений, которые вызывают такой вид деформирования, принимая предположение, что возможно появление трещин перпендикулярно образованию главного напряжения σ_1 , причем второе главное напряжение должно удовлетворять условию $0 \geq \sigma_2 \geq -\frac{2C \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$.

Для составления уравнений связи между тензорами напряжений в упругой $\{\sigma^e\}$ и пластической $\{\sigma^p\}$ зонах деформирования, воспользуемся принципом упругих решений [150], согласно которому упругие деформации, вызываемые первым тензором равны упругопластическим деформациям, вызываемым вторым тензором. Тогда для условий плоской деформации уравнения связи принимают вид:

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{2G} [(1-\mu)\sigma_1^e - \mu\sigma_2^e] &= \frac{1}{2G} [(1-\mu)\sigma_1^p - \mu\sigma_2^p] + \frac{\lambda}{2} \\ \frac{1}{2G} [(1-\mu)\sigma_2^e - \mu\sigma_1^e] &= \frac{1}{2G} [(1-\mu)\sigma_2^p - \mu\sigma_1^p] + \frac{\lambda}{2} \end{aligned} \right\}, \quad (3.27)$$

где σ_1^e и σ_2^e – главные напряжения в упругой зоне деформирования; σ_1^p и σ_2^p – главные напряжения в пластической зоне деформирования; λ – малый скалярный показатель по Друккеру-Прагеру [155].

Неизвестные главные напряжения σ_1^p и σ_2^p должны удовлетворять условию текучести:

$$F^p = \frac{\sigma_1^p - \sigma_2^p}{2} + \frac{\sigma_1^p + \sigma_2^p}{2} \sin \varphi - C \cos \varphi = 0. \quad (3.28)$$

Уравнения (3.27) и (3.28) образуют замкнутую систему, решение которой

позволяет получить малый скалярный показатель по Друккеру- Прагеру:

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= \frac{F^e}{G} \\ \sigma_{1,2}^p &= \sigma_{1,2}^e \mp F^e \end{aligned} \right\}, \quad (3.29)$$

где $F^e = \frac{\sigma_1^e - \sigma_2^e}{2} + \frac{\sigma_1^e + \sigma_2^e}{2} \sin \varphi - C \cos \varphi$.

Определение тензоров напряжений и деформаций выполняется после проведения полного цикла итерационной процедуры с выяснением областей упругого и пластического деформирования и является стандартной матричной операцией МКЭ, которая детально описана во многих фундаментальных работах и не является новой [156 –158]. Практически аналитические положения реализуются в дальнейшем в профессиональном лицензионном комплексе Structure CAD for Windows (SCAD) [143], в котором выполнены все численные расчеты для укрепленного земляного полотна с различным видом укрепления (комбинированное укрепление геотекстильным материалом с заполнителем ЩГС, укрепление малодеформируемым слоем, укрепление путем вырезки земляного полотна с устройством берм).

3.6. Применение метода конечных элементов для расчетов напряженно-деформированного состояния земляного полотна

Метод конечных элементов позволяет с некоторой степенью приближения рассчитывать напряженно-деформированное состояние среды при отклонении зависимости «напряжение–деформация» от линейной. Тогда решение осуществляется путем последовательного приближения: в каждом приближении среда рассматривается как линейно деформируемая, а ее параметры корректируются в зависимости от напряжений, действующих на отдельных участках.

Рассмотрим приложение вариационных способов решения задач теории упругости для вывода основного уравнения метода конечных элементов. При решении краевых задач механики грунтов удобно исходить, как уже было сказано, из вариационного принципа Лагранжа, когда на действительных

перемещениях полная потенциальная энергия рассматриваемого объема упругой грунтовой среды (\mathcal{E}) достигает минимума [166]. Иначе говоря, решение задач (МКЭ) сводится к задаче о минимизации функционала:

$$\mathcal{E} = \frac{1}{2} \int_V \sigma_{ij} \varepsilon_{ij} dV - A, \quad (3.30)$$

где σ_{ij} – тензор напряжений; ε_{ij} – тензор деформаций; A – работа внешних сил; V – объем исследуемой области.

Расчет напряженно-деформированного состояния земляного полотна методом конечных элементов предусматривает выполнение ряда операций: разработку расчетной схемы; программирование задачи для решения на электронно-вычислительной машине (ЭВМ) и реализацию решения; предварительное представление результатов; повторные решения; окончательное представление результатов.

Очевидно, что для успешного решения задачи расчета напряженно-деформированного состояния большое значение имеет тип принимаемой расчетной схемы и порядок идеализации ее реального геотехнического сооружения. Расчетная схема может рассматриваться как совокупность граничных условий, внешних и внутренних воздействий, свойств материалов и называется конечно-элементной моделью. Ее элементами в общем виде являются любые объекты, которые могут участвовать в расчете или просто должны быть изображены на схеме, как вспомогательные условные обозначения. Элементы конечно-элементной модели, участвующие в расчете, должны быть способны самостоятельно воспроизводить графически результаты решения или передавать их постпроцессору для построения графиков и изолиний.

В соответствии со строгими решениями теории упругости полное рассеивание напряжений в упругой среде происходит в бесконечном удалении от места приложения нагрузки. В реальных средах практически полное рассеивание напряжений, а, следовательно, и затухание перемещений, наступает значительно быстрее. Поэтому расчет напряжений и перемещений сводится к определению этих величин в некоторой ограниченной области.

Границы области устанавливаются так, чтобы за ее пределами возмущение естественного поля напряжений дополнительной нагрузкой было бы относительно невелико, т.е. не привело к заметным деформациям.

Этим условием следует пользоваться для ограничения области, в которой определяется напряженно-деформированное состояние среды. Чрезмерное увеличение области исследования приводит к увеличению количества элементов разбивки, усложняющему расчет, либо к увеличению размеров этих элементов, снижающему точность решения. Уменьшение области исследования может привести к тому, что влияние граничных условий внесет искажения в напряженно-деформированное состояние ее периферийных участков. При назначении сетки разбивки, как правило, следует придерживаться следующих основных принципов.

В непосредственной близости от приложенных нагрузок, на участках, где определение напряжений должно быть выполнено с большой точностью, особенно в местах, где ожидаются наибольшие градиенты напряжений, следует назначать треугольные элементы наименьших размеров. Это позволяет более точно установить поле напряжений на таких участках и снизить погрешность из-за его разрывов. Соответственно, на участках, где ожидается плавное изменение напряжений, размеры элементов можно увеличивать.

Т.к. поле перемещений в решениях методом конечных элементов непрерывно, для задач, требующих определения лишь перемещений, можно использовать более грубую сетку разбивки.

При расчете неоднородных или анизотропных тел необходимо назначать сетку разбивки так, чтобы в пределах одного элемента среда была однородна по своим физико-механическим свойствам, а направление осей анизотропии постоянно.

Если заранее сложно определить участок области, где следует детализировать исследование напряженно-деформированного состояния, возможно поэтапное решение задачи. В первом этапе задача решается при относительно грубой сетке разбивки и для этой сетки строится поле перемещений. Затем выделяется необходимый участок области, для чего

строится детальная сетка разбивки, принимаются граничные условия в перемещениях на основе предыдущего решения и задача доводится до расчета напряжений и деформаций.

Целесообразно назначать такую сетку разбивки, чтобы можно было составить достаточно простую зависимость, связывающую координаты узловых точек с номерами вершин. Все виды нагрузок в методе конечных элементов приводятся к сосредоточенным силам, приложенным в узловых точках. Распределенная нагрузка, действующая на какой-либо поверхности, заменяется равнодействующими сосредоточенными силами, которые прикладываются к соответствующим узлам. При действии наклонной нагрузки, ее следует заменять сосредоточенными силами в узлах и раскладывать эти силы на компоненты параллельно координатным осям. Объемные силы, например собственный вес, также приводятся к сосредоточенным силам, действующим в узловых точках. При использовании метода конечных элементов большую роль играет точное определение прочностных и деформационных характеристик грунтов насыпи и основания, т.к. от них напрямую зависит напряженно-деформированное состояние земляного полотна, и чем точнее будут определены эти характеристики, тем ближе к реальным значениям окажутся полученные в результате расчетов величины напряжений и деформаций.

Важным этапом при расчетах напряженно-деформированного состояния методом конечных элементов является обработка и представление результатов. Если конечной целью решения задачи является определение поля перемещений, то представление результата становится весьма простым. В соответствии с тем, что перемещения любой точки области являются линейной функцией координат, при известных значениях перемещений узловых точек легко определяются перемещения всех остальных. Практика показывает, что точность решения в этом случае достаточно высока даже при весьма грубой схеме разбивки. Наибольшие погрешности могут иметь место вблизи участков области с резко различными показателями деформируемости и у границ области. Значительно сложнее обстоит дело с представлением результатов в виде полей напряжений и деформаций. Как указывалось, эти поля имеют

разрывы на границах между элементами. Значения напряжений и деформаций остаются постоянными в пределах каждого элемента, т.е. могут быть отнесены к любой его точке. При недостаточно детальной сетке разбивки это может привести к весьма грубому приближению. В любом случае, при конечных, хотя бы и малых, размерах элементов приходится относить полученные в расчете значения напряжений и деформаций к некоторым точкам в пределах элемента.

3.7. Методика расчета напряженно-деформированного состояния усиленного земляного полотна

Методика расчета напряженно-деформированного состояния земляного полотна, учитывающая наличие в конструкции пути армирующего слоя геоматериала, основывается на следующих положениях. Грунт является нелинейно деформируемой средой, но диапазон действующих нагрузок, а также возможность учета нелинейности путем корректировки деформативных свойств позволяет применить теорию линейного деформирования для анализа напряженно-деформированного состояния.

Учет армирующих свойств геоматериала осуществляется введением в расчетную схему эквивалентного слоя с толщиной и деформативными характеристиками, полученными на основе результатов штамповых испытаний. Определение напряжений и деформаций грунтовых массивов ведется в условиях плоской задачи теории упругости. В упругом состоянии грунтовая среда подчиняется закону Гука. Численное решение поставленной задачи выполняется методом конечных элементов исходя из вариационного принципа Лагранжа, когда на действительных перемещениях полная потенциальная энергия рассматриваемого объема грунтовой среды достигает минимума. Алгоритм расчета напряженно-деформированного состояния земляного полотна по предложенной методике приведен на рис.3.7.

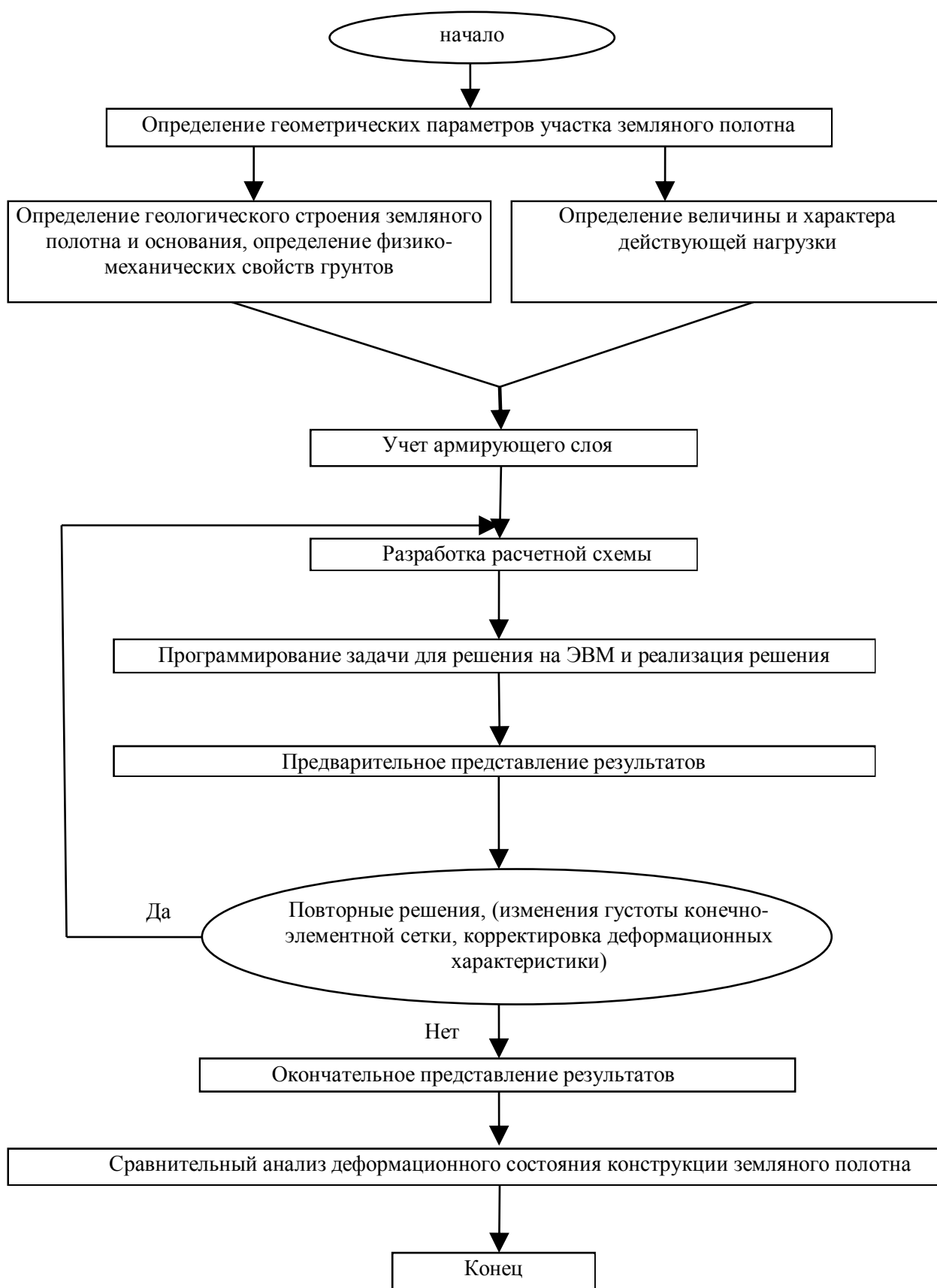


Рис. 3.7. Алгоритм расчета напряженно-деформированного состояния земляного полотна, усиленного геоматериалом

Определение геометрических параметров участка земляного полотна, подлежащего расчету. В расчетном поперечном сечении по данным инженерно-геодезического обследования или по имеющимся данным проектной документации определяются: высота насыпи, крутизна откосов, ширина основной площадки земляного полотна, ширина обочины, ширина плеча балластной призмы, а также другие геометрические параметры, влияющие на конфигурацию земляного полотна на данном участке.

Определение геологического строения земляного полотна и основания.

Определение физико-механических свойств грунтов. Геологическое строение земляного полотна и основания определяется по результатам инженерно-геологического обследования участка или по имеющимся данным проектной документации. При инженерно-геологическом обследовании определяются мощности слоев грунтовых материалов, и производится отбор образцов грунта. Физико-механические свойства грунтов в выделенных при обследовании слоях определяются:

- измерениями и испытаниями в соответствии с действующими нормативными документами;
- по табличным значениям СНиП 2.02.01–83* «Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования», и другим справочным материалам.

Указанными выше способами определяются:

- модуль деформации грунта E ;
- модуль поперечной деформации грунта (коэффициент Пуассона)
- коэффициент сцепления грунта C ;
- угол внутреннего трения грунта φ ; удельный вес грунта q ;

Определение величины и характера действующей нагрузки. Величины нагрузок от подвижных составов, приходящиеся на 1 погонный метр, в расчетной схеме принимаются в соответствии с результатами, полученными при расчетах по правилам Расчета пути на прочность [139 – 141]. Предварительно устанавливаются тип и необходимые для расчета параметры существующего или перспективного подвижного состава, тип существующего

или перспективного верхнего строения пути. Значения вертикальных нагрузок по длине шпалы определяются с использованием ординат эпюры напряжений под подошвой шпалы. Для упрощения расчетов принимается линейная зависимость распределения напряжений поперек и вдоль шпалы (рис.3.8).

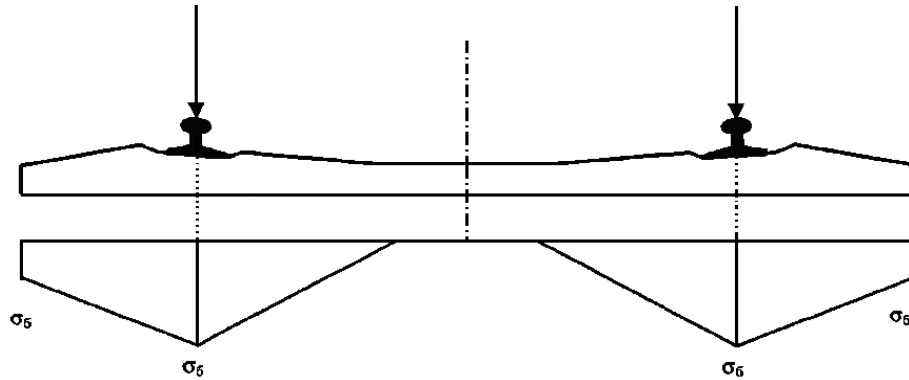


Рис. 3.8. Эпюра распределения вертикальных напряжений под подошвой шпалы

Учет армирующего слоя геоматериала. Моделирование армирующих функций геоматериала производится введением в расчет условно однородного эквивалентного слоя, заменяющего по своему воздействию на напряженно-деформированное состояние земляного полотна воздействие геоматериала. Параметры $k_{экв}$ (толщина эквивалентного слоя) и $E_{экв}$ (модуль деформации эквивалентного слоя) определяются в соответствии со специальной методикой. Для расчета принимаются параметры эквивалентного слоя, определенные в условиях, соответствующих расчетным (вид армирующего геоматериала, вид грунта, величина нагрузки).

Процедура конечно-элементной дискретизации и построение системы линейных алгебраических уравнений относительно узловых перемещений начинается с создания расчетной схемы.

При расчетах напряженно-деформированного состояния земляного полотна даже при наличии симметрии относительно оси пути рекомендуется разрабатывать расчетную схему в виде "целого" поперечного профиля. Как показал анализ многовариантных расчетов на электронно-вычислительных машинах (ЭВМ), "полные" расчетные схемы в данном случае более точно

отражают напряженно-деформированное состояние земляного полотна под воздействием подвижной нагрузки, чем обрезанные по оси симметрии. Под нагрузкой возникают значительные горизонтальные напряжения и перемещения, поэтому запрет горизонтальных перемещений (граница расчетной схемы) должен быть отнесен как можно дальше от места приложения нагрузки.

Поперечное сечение земляного полотна разбивается на 400-600 треугольных конечных элементов. Проведенные многочисленные расчеты с различными вариантами разбивки поперечника на элементы показали, что данное количество элементов является оптимальным для решения поставленной задачи. Дальнейшее увеличение количества элементов не приводит к большей точности расчетов, а лишь делает более трудоемким процесс дискретизации области, и усложняет как сам расчет, что не столь существенно ввиду высокой производительности современных ЭВМ, так и, что гораздо важнее, обработку результатов. Поперечник разбивается на элементы со сгущением конечно-элементной сетки в направлении оси x под рельсошпальной решеткой, то есть в местах ожидаемых повышенных градиентов напряжений и перемещений. Кроме того, в направлении оси y сгущение конечно-элементной сетки должно усиливаться по мере приближения к уровню основной площадки земляного полотна. Это связано, прежде всего, с задачами расчета и с месторасположением армирующей прослойки.

При назначении сетки разбивки необходимо учитывать также геологическое строение земляного полотна и основания. Разбивка на элементы производится таким образом, чтобы в пределах одного элемента физико-механические свойства грунтов были постоянными. Таким образом, граница какого-либо грунтового слоя в расчетной схеме будет представлять собой совокупность границ выделенных конечных элементов. Физико-механические свойства грунтов, слагающих земляное полотно и основание, учитываются при описании конечных элементов.

В качестве граничных условий запрещаются горизонтальные

перемещения крайних узлов нижней границы основания насыпи, а также вертикальные смещения всех узлов нижней границы основания насыпи.

Значения вертикальных нагрузок по длине шпалы определяются с использованием ординат эпюры напряжений под подошвой шпалы. Для проведения расчетов в условиях плоской задачи в узлах прикладывается погонная нагрузка на один метр пути. Т.к. на одном метре пути располагается две шпалы с примерно одинаковой загрузкой под тележкой экипажа, полученные узловые силы необходимо увеличить в два раза. Эти силы и принимаются для дальнейшего расчета.

Полученные в результате расчета значения напряжений и деформаций рекомендуется приводить к узловым точкам сетки разбивки. Т.е., если в некоторой точке m рассматриваемого объединения сходятся q треугольных элементов, для которых определены компоненты напряжений и деформаций, то усредняют эти компоненты относительно узловой точки m и прикладывают полученные значения в этой точке. Повторные решения применяются при изменении густоты сетки разбивки на отдельных участках или при корректировке деформационных характеристик среды.

Изменение густоты конечно-элементной сетки необходимо применять, если априори не удастся определить область земляного полотна, где следует детализировать исследование напряженно-деформированного состояния. Тогда в первом этапе задача решается при относительно грубой сетке разбивки и для этой сетки строится поле перемещений. Затем выделяется необходимый участок области, для чего строится детальная сетка разбивки, принимаются граничные условия в перемещениях на основе предыдущего решения и задача доводится до расчета напряжений и деформаций. Изложенные в п. 3.6. аналитические построения, использующие математический аппарат теории упругости, справедливы только при линейной зависимости между напряжениями и деформациями во всем интервале действующих напряжений, т.е. при постоянных значениях показателей деформируемости. Учет нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями сводится к

последовательным приближениям. Вначале (в первом цикле расчета) задача решается при заданных величинах показателей деформируемости в разных областях земляного полотна и основания. Затем, анализируя полученное поле напряжений и известные зависимости $\sigma - \varepsilon$, корректируются, а в случае необходимости и показатели деформируемости соответствующих участков исследуемой области. Для этого на кривой $\sigma - \varepsilon$ для соответствующего интервала изменения напряжений $\Delta\sigma$ определяется свое значение модулей деформации. После этого вновь повторяется расчет (второй цикл) и уточняется напряженно-деформированное состояние земляного полотна. И так далее (последующие циклы), пока дальнейшее изменение поля напряжений не окажется незначительным.

3.8. Численный анализ напряженно-деформированного состояния земляного полотна

Для сопоставления результатов штамповых испытаний с результатами расчетов методом конечных элементов и оценки достоверности значений параметров эквивалентного слоя, определенных ранее, было выполнено моделирование грунтового массива, который исследовался в штамповых испытаниях, проведенных в большом испытательном лотке отраслевой лаборатории механики грунтов днепропетровского железнодорожного транспорта (ДИИТ) и описанных в главе 2. Для математического моделирования были взяты параметры, соответствующие реально существовавшим. Расчетная схема приведена на рис. 3.9. В данном случае, для облегчения расчетов были учтены свойства симметрии.

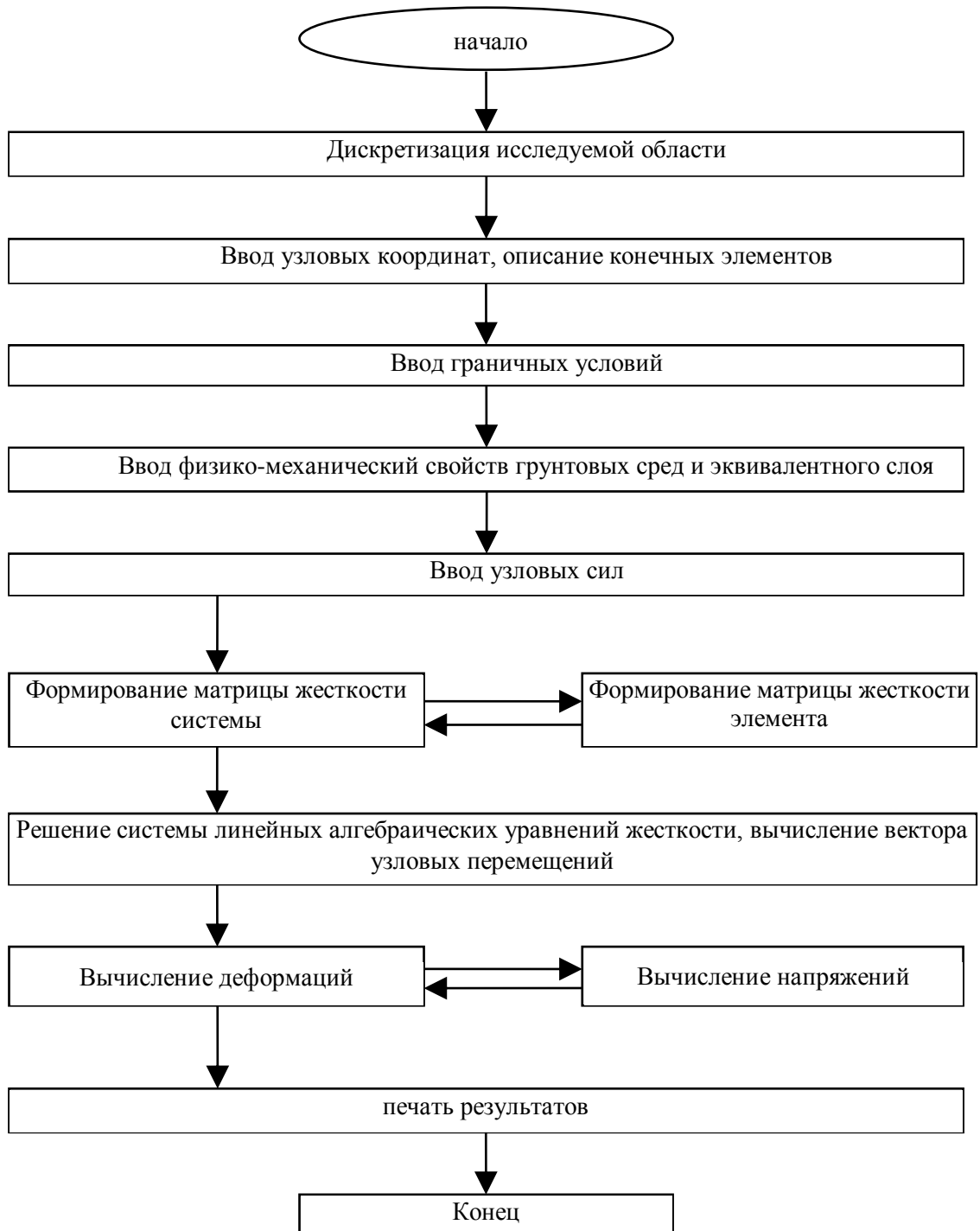


Рис. 3.9. Алгоритм программы расчета напряженно-деформированного состояния земляного полотна на ЭВМ

В соответствии с этой расчетной схемой в результате серии расчетов были определены зависимости осадок штампа от вертикальных статически возрастающих нагрузок сначала неусиленного грунта, а затем при армировании его геотекстилем; на основании полученных результатов вычислены значения величин модуля деформации. Полученные результаты свидетельствуют о том, что величины модулей деформации грунтовых массивов, определенные по расчетным и по экспериментальным данным, отличаются друг от друга незначительно. Это подтверждает правомочность основных положений предложенной методики расчета и указывает на возможность использования при расчетах армогрунтовых массивов полученных параметров эквивалентного слоя.

3.8.1. Сравнительный анализ напряженно-деформированного состояния конструкции земляного полотна

Повышение скоростей на железной дороге требует разработки новых конструкций земляного полотна. Состояние земляного полотна в значительной мере определяет долговечность железнодорожного пути и объемы работ по текущему содержанию. Поскольку земляное полотно является сооружением, которое эксплуатируется продолжительное время, то все работы по его усилению необходимо проводить под максимальные ожидаемые нагрузки и скорости движения поездов.

Одной из существующих тенденций создания новых конструкций земляного полотна являются усиление уже существующего с получением более долговечного малодеформируемого земляного полотна [142]. Для усиления железнодорожного земляного полотна используется способ перемешивания слабого грунта с вяжущими, которые подаются под давлением внутрь грунта. За счет перемешивания грунта с ними происходит его укрепление за счет создания стабилизационных колонн. В настоящее время важное значение для укрепления железнодорожных насыпей уделяется устройству ограждающих конструкций в виде рядов свай с ростверками, а также типа «стена в грунте»,

которая представляет собой сооружение из скважин большого диаметра, которые заполняются камнем или бетоном, соприкасающимся друг с другом. Стены могут быть также получены устройством траншей, которые заполняются камнем. При этом отсутствует армокаркас, применяемый при реализации способа «стена в грунте». Также одним из способов увеличения жесткости земляного полотна является способ устройства в нем грунтоцементных свай, что приводит к существенному снижению пластических осадок всей конструкции. При этом грунтоцементная свая состоит из центральной пилотной скважины диаметром 160÷200 мм, цемента, нагнетаемого с водой, и грунта насыпи. Таким образом, суть метода заключается в том, что в земляном полотне изготавливаются стабилизационные сваи из грунта и вяжущего. В результате получают несущие грунтовые элементы, которые воспринимают давление от верхнего строения пути и поездной нагрузки. Но большее распространение получили варианты усиления земляного полотна путем его армирования [143]. Разработанные варианты усиления конструкции земляного полотна отличаются друг от друга наличием особых конструктивных элементов (разделяющий и морозостойкий слои, геоматы, усиливающие слои из бутового камня, минеральной смеси и др.), которые позволяют уменьшить перемещения железнодорожной насыпи и продлить ее нормальную эксплуатацию на более долгий период. Но с позиции изменения напряженно-деформированного состояния (НДС) земляного полотна влияние этих элементов исследовано мало, поскольку расчет неоднородной насыпи с изменением деформационных характеристик имеет некоторые трудности математического и методологического характера.

Однако исследование влияния различного типа усиливающих элементов на НДС земляного полотна должно выполняться для того, чтобы выяснить, какой вариант усиления является оптимальным. Эта задача актуальна с такой позиции еще и потому, что влияние усиливающих элементов не является однозначным и известным.

Для того, чтобы научно обосновать варианты усиления конструкции земляного полотна, проведена серия их численных расчетов с целью выяснения

варианта с оптимальными характеристиками и наибольшей устойчивостью, прочностью и стабильностью. Расчет НДС конструкций земляного полотна производится с применением метода конечных элементов (МКЭ) с помощью расчетного комплекса Structure CAD for Windows, version 7.31 R. 4 (SCAD). Исследуемая модель для расчета при лучшем учете реальных характеристик объекта принята пространственной на основе объемных конечных элементов (КЭ). Все геометрические и деформационные характеристики земляного полотна взяты из нормативных документов. Таким образом, разработана пространственная модель, которая базируется на реальных характеристиках земляного полотна высотой 6 м для однопутного участка, полученных при сооружении существующей насыпи. Расчетная схема земляного полотна, смоделированная в комплексе SCAD, выполнена таким образом (рис. 3.10), что КЭ в схеме приняты совместными, то есть все узлы соседних элементов совпадают, что положительно влияет на точность решения.

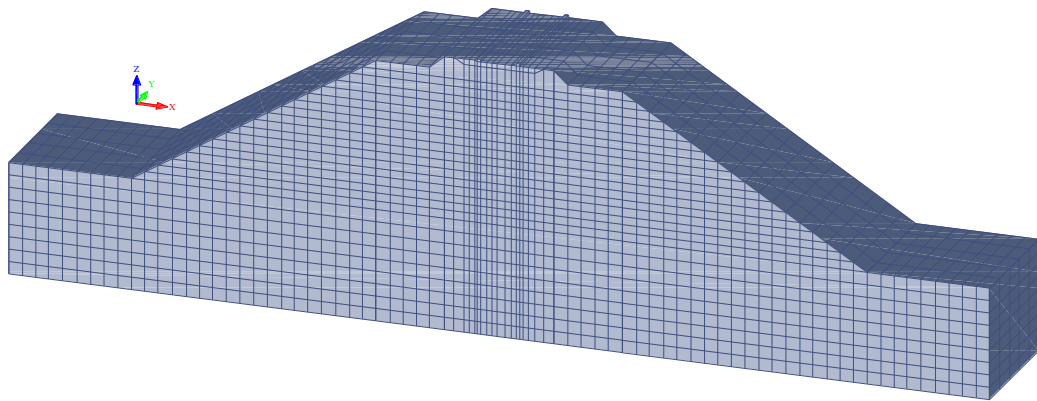


Рис. 3.10. Расчетная схема земляного полотна насыпи высотой 6 м

Общее количество узлов схемы – 34986 (около 105 тыс. степеней свободы, задача считается крупноразмерной), количество конечных элементов – 31500. Размеры натурной модели: длина (основание) – 40,6 м, ширина – 5,0 м, высота -10,5 м, из которых высота земполотна – 6 м. Основные размеры КЭ колеблются в пределах 0,15 ... 0,5 м, т.е. КЭ – сетка является адекватной размерам представленной модели, поскольку считается, что основным размер КЭ не должен превышать 1/20 от характерного размера модели. В схеме

применены как призматические КЭ с треугольным основанием (при моделировании откоса), так и параллелепипеды (при моделировании земполотна и основания). Призматические КЭ с треугольным основанием проверены по условиям вырожденных и «игольчатых» элементов, углы треугольника не менее 45° [143]. На схему наложены граничные условия: понизу модели – запрет перемещения по всем трем осям X, Y и Z, по бокам основания – запрет по осям X и Y, по поперечным сторонам модели запрет по оси Y (условие плоской деформации). Для дальнейшего исследования выбраны два варианта усиления земляного полотна (Рис. 3.11): 1-й вариант – слой минеральной смеси; 2-й вариант – пакет из георешетки и песка.

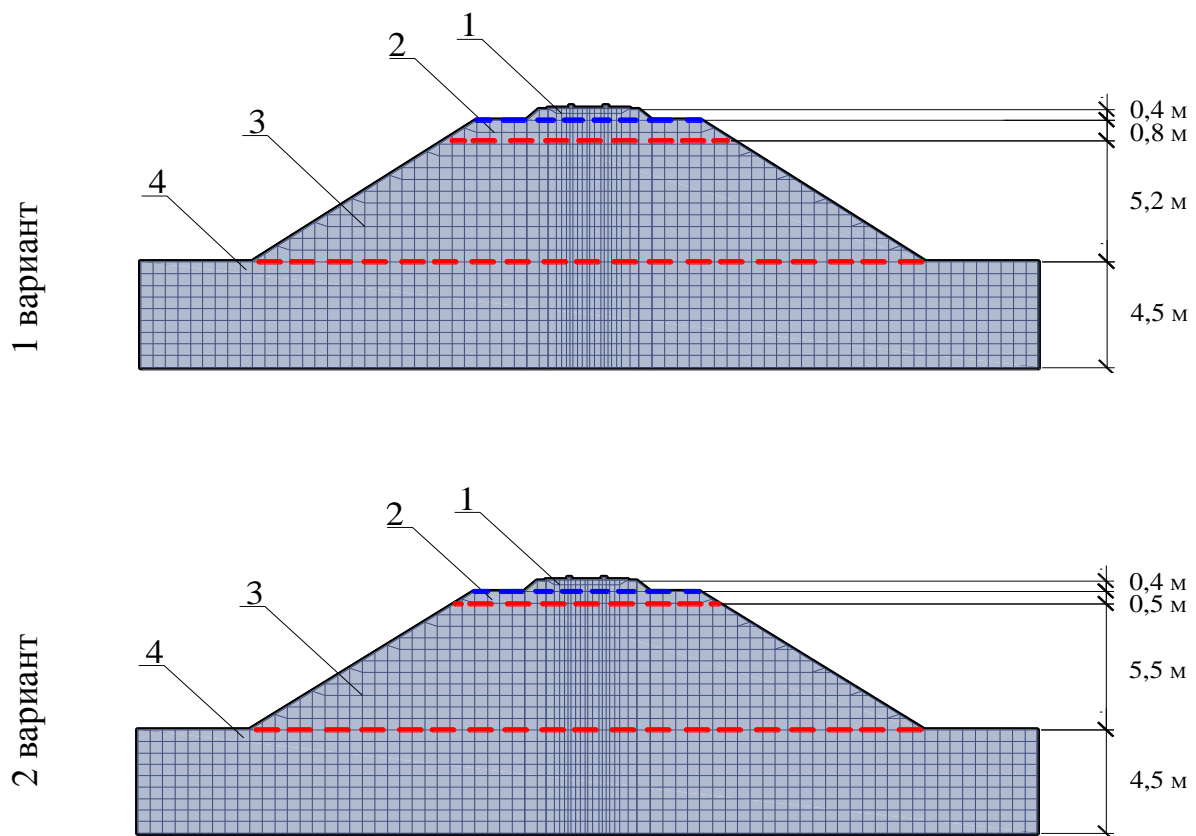


Рис. 3.11. Варианты усиления земляного полотна: 1– верхнее строение пути (ВСП), 2– усиливающий слой, 3– уплотненный суглинок, 4– обычный суглинок.

Деформационные характеристики, выбранные соответственно для

исследованных грунтов земляного полотна:

жесткость 1: слабое основание – суглинок; удельный вес $\gamma=1,9$ т/м³; модуль упругости $E=25000$ кПа; коэффициент Пуассона $\nu=0,3$; жесткость 2: грунт железнодорожной насыпи – суглинок плотный; удельный вес $\gamma=1,9$ т/м³; модуль упругости $E=50\ 000$ кПа; коэффициент Пуассона $\nu=0,3$; жесткость 3: балластная призма – щебень; удельный вес $\gamma=2,2$ т/м³; модуль упругости $E=150000$ кПа; коэффициент Пуассона $\nu=0,2$; жесткость 4: шпала – железобетон; удельный вес $\gamma=2,5$ т/м³; модуль упругости $E=4 \times 10^7$ кПа; коэффициент Пуассона $\nu=0,2$; жесткость 5: материал рельса – сталь; удельный вес $\gamma=7,7$ т/м³; модуль упругости $E=21 \times 10^7$, коэффициент Пуассона $\nu=0,2$; жесткость 6: материал усиленного слоя.

Для первого варианта усиливающим слоем является минеральная смесь; удельный вес $\gamma=2,3$ т/м³; модуль упругости $E=200000$ кПа; коэффициент Пуассона $\nu=0,2$; для второго варианта – пакет с песком, который находится между двумя геотекстильными полотнищами; удельный вес $\gamma=1,7$ т/м³, модуль упругости $E=160000$ кПа; коэффициент Пуассона $\nu=0,2$.

В качестве нагрузки модели было принято давление на ось, равное нормативному давлению ДБН В.2.3-19-2008 «Споруди транспорту залізниці колії 1520 мм» [185]. (Рис. 3.12).

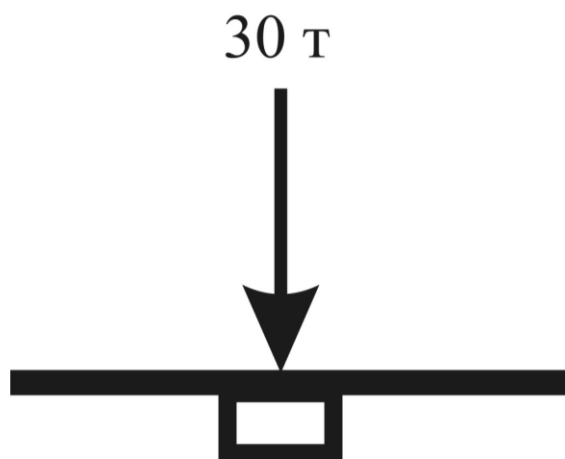


Рис. 3.12. Схема поезда нагрузки

Нагрузка на ось распределена по ширине рельса (рис. 3.13), на которую

оно приходится, причем оно распределено по двум узлам КЭ, входящих в геометрическое место размещения рельса.

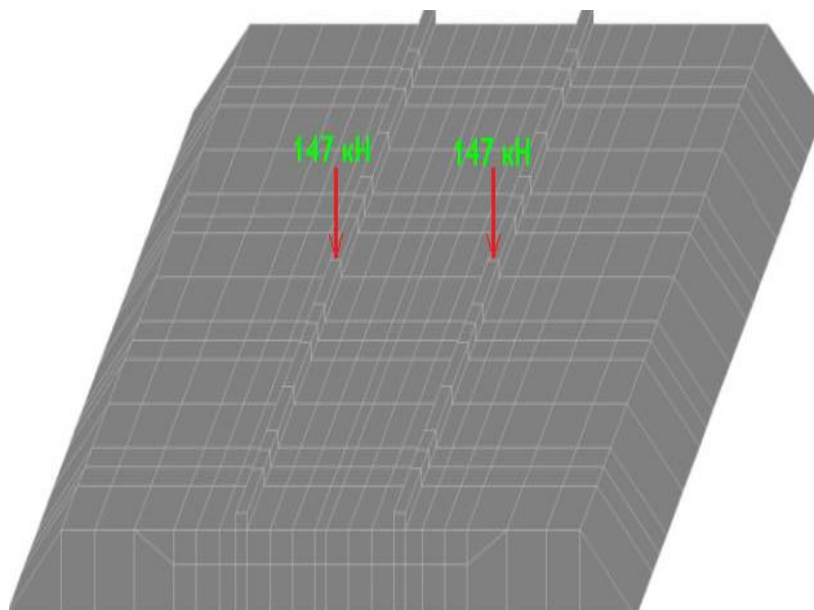


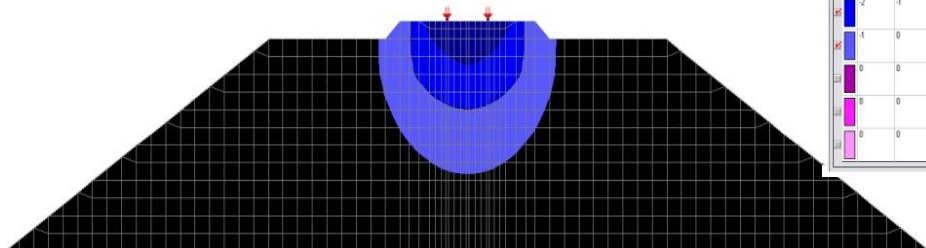
Рис.3.13. Расположение нагрузок на верхнее строение пути земляного полотна

Все геометрические размеры и общие нагрузки на модель сохраняются и контролируются в ходе выполнения расчета, что возможно в примененном расчетном комплексе.

При расчете МКЭ применялся мультифронтальный метод разложения матрицы жесткости с автоматической оптимизацией ширины ленты, как наиболее прогрессивный метод работы с матрицами, который использован в комплексе SCAD. Результатами расчета являются общие перемещения по оси Z (перемещения по оси X составляют 0,1 мм и поэтому не выводятся на визуализацию) и нормальные напряжения модели по осям X и Z, причем следующие результаты показывают характерную картину их распределения в земляном полотне.

На рис. 3.14 – 3.16 приведены результаты расчета МКЭ земляного полотна с поездной нагрузкой.

1 вариант



2 вариант

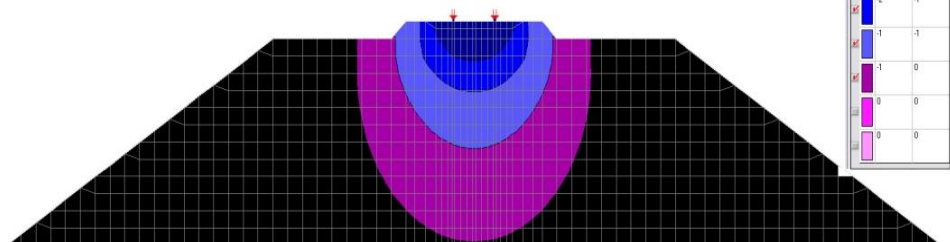
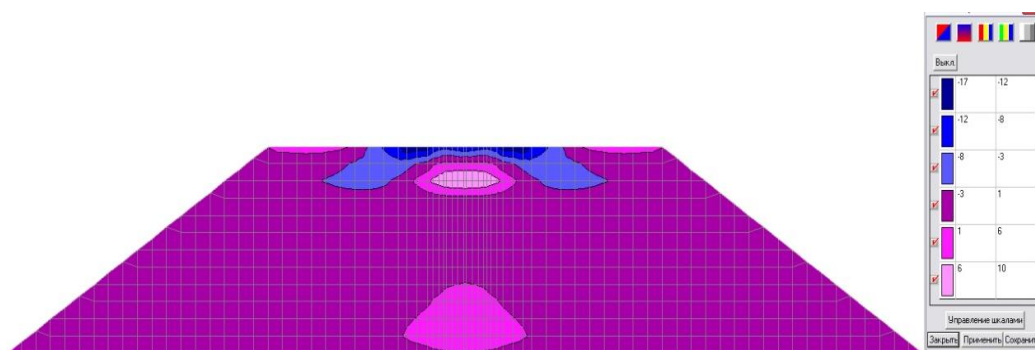


Рис. 3.14. Изолинии и изополя перемещений по оси Z (вертикальная) во фрагменте моделей (земляное полотно и верхнее строение пути)

вариант 1



вариант 2

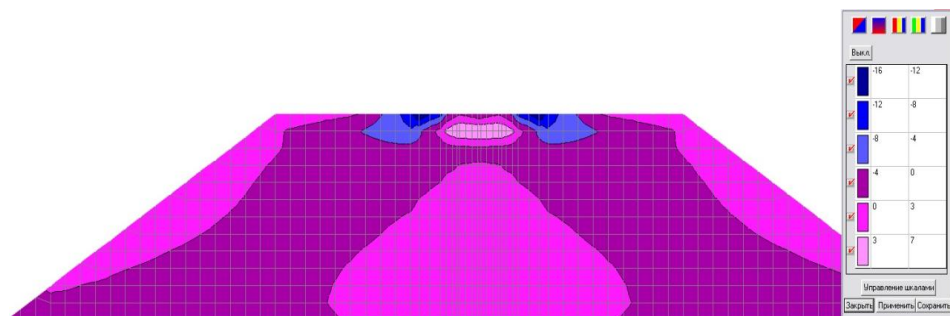


Рис. 3.15. Изолинии и изополя нормальных напряжений по оси X (горизонтальная) во фрагменте моделей

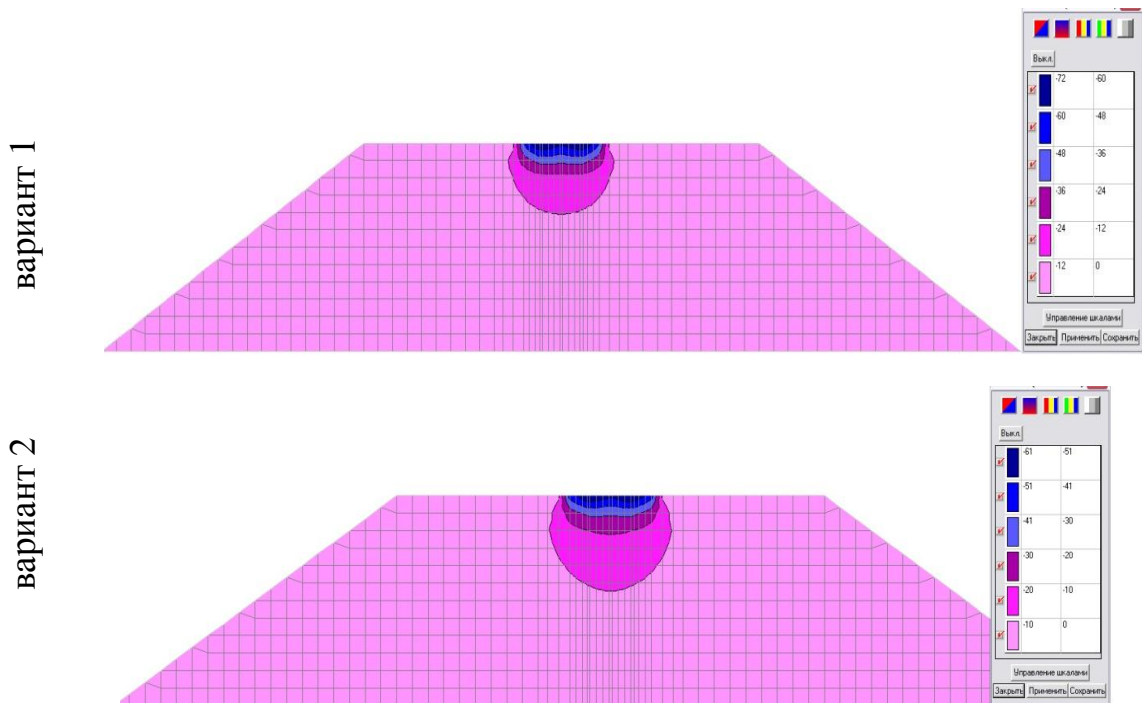


Рис. 3. 16. Изолинии и изополя нормальных напряжений по оси Z (вертикальная) во фрагменте моделей

Из анализа данных, приведенных на рис. 3.14 – 3.16, можно сделать следующие выводы.

Количественно перемещения в обоих вариантах находятся в нормативных пределах (максимальные значения – 1 ... 2 мм). Однако следует отметить значительные отличия в качественном распределении вертикальных перемещений в варианте 1 и 2, которые отмечены большей глубиной распределения и площадью действия. Это свидетельствует о том, что влияние усиливающих слоев в обоих вариантах на уменьшение деформаций верхнего строения пути и основной площадки земляного полотна почти одинаково, хотя в варианте 1 распространение перемещений по высоте насыпи заканчивается на глубине 3,75 м, а в варианте 2 достигает 6,0 м. Вместе с тем, кроме изополя со значением -1 мм, которое появилось в варианте 2 (рис. 3.14), количественный и качественный характер распределения изополей под рельсошпальной решеткой в обоих вариантах почти идентичен. Поэтому можно заключить, что оба варианта значительно улучшают деформированное состояние земляного

полотна, уменьшая вертикальные перемещения, причем их значения свидетельствуют об их однозначном обратном характере (эти перемещения соответствуют упругой зоне работы материала земляного полотна).

Распределение нормальных горизонтальных напряжений для двух вариантов также отличается как качественно, так и количественно (рис. 3.15), причем в варианте 2 наблюдается увеличение изополя ядра в теле насыпи в несколько раз в отличие от варианта 1. Однако, общее напряженное состояние земляного полотна, например, под рельсошпальной решеткой имеет небольшие отличия. Причем значение максимальных напряжений отвечают варианту 1 (-0,017 МПа), в отличие от варианта 2 (-0,016 МПа), но слишком малые их значения свидетельствуют о том, что в обоих вариантах отсутствуют значительные напряжения в горизонтальной плоскости и сползания насыпи, вызванное высоким уровнем напряжений, не происходит.

Горизонтальные напряжения в верхнем строении пути (рис. 3.15) для двух вариантов являются почти идентичными, а максимальные значения (-6,5 МПа – вариант 1 и -6,6 МПа – вариант 2), в находящихся на поверхности рельсов и шпал не вызывают их перенапряжений.

Распределение вертикальных напряжений (рис. 3.16) свидетельствует о том, что в варианте 1 напряжения от действия поезда достигают глубины 2,0 м, а в варианте 2 – 3,2 м. Однако, максимальные напряжения в варианте 1 достигают -0,072 МПа, а в варианте 2 -0,061 МПа. Эта ситуация объясняется влиянием деформационных свойств и толщины усиливаемых слоев, которые уменьшая вертикальные перемещения в варианте 1, вызывают некоторое перенапряжение в теле насыпи. Таким образом, меньшая толщина усиливающего слоя варианта 2 (0,5 м в отличие от 0,8 м в варианте 1), хотя и позволяет уменьшить вертикальные напряжения примерно на 18 ... 20%, несколько увеличивает перемещения. Однако, значение вертикальных напряжений в обоих вариантах свидетельствует о его работе в упругой стадии со значительными коэффициентами запаса.

Картины распределения нормальных вертикальных напряжений (рис.3.16) и касательных напряжений в плоскости XZ (за недостатком места не

показаны) являются удовлетворительными, поскольку их максимальные значения соответствуют величинам в рельсах и шпалах, а напряжения в балластной призме соответственно для вариантов 1 и 2, $-4,0$ МПа и $-4,2$ МПа, что значительно меньше значений прочности материала балласта. Таким образом, основным выводом после сравнительного анализа НДС является то, что оба варианта усиления земляного полотна на слабом основании положительно влияют на их деформированное состояние, уменьшая вертикальные перемещения верхнего строения пути и основной площадки, и улучшают напряженное состояние, что свидетельствует о нормальной работе земляного полотна при нагружении поездной нагрузкой [41].

3.8.2. Исследование влияния деформационных характеристик слоя усиления на напряженно-деформированное состояние железнодорожной насыпи

Многочисленные типы усиливающих элементов земляной насыпи и основания, которые базируются на изменении физико-механических свойств грунта, хотя и имеют разработанные конструкции, но не имеют детальных исследований их влияния на напряженно-деформированное состояние НДС земляного полотна [127]. Эти исследования должны выполняться для того, чтобы выяснить, какой вариант усиления является оптимальным. Эта задача актуальна с такой позиции еще и потому, что влияние усиливающих элементов не является однозначным и известным. Разработанные варианты усиления конструкции насыпи и земляного полотна отличаются наличием в его теле слоев с меньшими деформационными характеристиками. Это позволяет уменьшить вертикальные и горизонтальные перемещения верхнего строения пути (ВСП) и, таким образом, увеличить межремонтные сроки и продлить его нормальную эксплуатацию. Но с позиции НДС земляного полотна и насыпи влияние этих элементов исследовано недостаточно, поскольку расчет неоднородной насыпи с изменением деформационных характеристик представляет некоторые трудности математического характера. Для того, чтобы научно обосновать варианты усиления конструкции земляного полотна,

проведена серия их численных расчетов с целью выяснить вариант с оптимальными характеристиками и наибольшей стойкостью, прочностью и стабильностью, которые связаны с общим напряженно-деформированным состоянием (НДС) железнодорожной насыпи.

Расчет НДС конструкций насыпи проводился с применением метода конечных элементов (МКЭ) с помощью расчетного комплекса Structure CAD for Windows, version 7.31 R. 4 (SCAD). Модель для расчета с наибольшим учетом реальных характеристик исследуемого объекта принята пространственной на основе объемных конечных элементов (КЭ). Все геометрические и деформационные характеристики земляного полотна взяты из нормативных документов. На рис. 3.17 показана расчетная схема земляного полотна, которая смоделирована в комплексе SCAD.

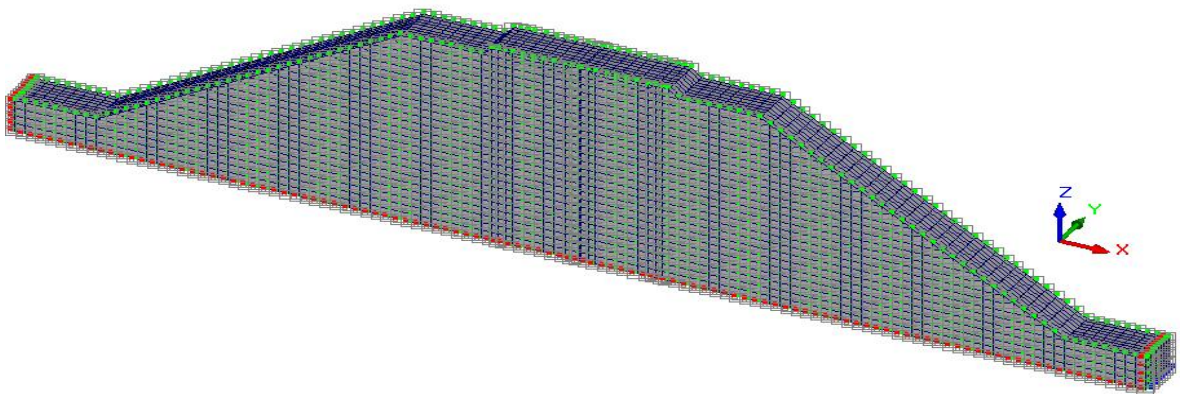


Рис. 3.17. Расчетная схема земляного полотна высокой насыпи

Общее количество узлов схемы – 19940 шт. (около 60 тысяч степеней свободы), количество конечных элементов – 17073 шт. КЭ в схеме приняты совместимыми, то есть все узлы соседних элементов совпадают, что положительно влияет на точность решения. Размеры модели: длина основания – 55,7 м, ширина – 2,28 м, высота – 12,5 м (из которых высота земляного полотна – 10 м). Размеры КЭ колеблются в пределах $0,30 \times 0,5 \times 0,25 \times 0,35 \times 0,5 \times 0,25$ до $0,5 \times 0,5 \times 0,3$ м, т.е. КЭ-сетка адекватна размерам представленной модели, поскольку считается, что основной размер КЭ не должен превышать $1/20$ от характерного размера модели. В схеме применимы

как призматические КЭ с треугольным основанием (при моделировании откоса), так и параллелепипеды (при моделировании земляного полотна и основания). Призматические КЭ с треугольным основанием проверены по условию вырожденных и «игольчатых» элементов, при этом углы треугольника равны не менее 45° [143].

На схему наложены граничные условия: понизу модели – запрет перемещения по всем трем осям X, Z, Y, по бокам основания – запрет по осям X и Y, по поперечным сторонам модели – запрет по оси Y (условие плоской деформации). Верх и откосы модели свободны от граничных условий.

Деформационные характеристики выбраны в соответствии с исследованными грунтами земляного полотна: жесткость 1 – суглинок плотный, удельный вес $\gamma = 20,0 \text{ кН/м}^3$, модуль упругости $E = 30000 \text{ кПа}$, коэффициент Пуассона $\nu = 0,3$; жесткость 2 – щебень, удельный вес $\gamma = 23,0 \text{ кН/м}^3$, модуль упругости $E = 100000 \text{ кПа}$, коэффициент Пуассона $\nu = 0,3$; жесткость 3 – железобетонные шпалы, удельный вес $\gamma = 25,0 \text{ кН/м}^3$, приведенный модуль упругости $E = 3,51 \cdot 10^7 \text{ кПа}$, коэффициент Пуассона $\nu = 0,3$.

На рис. 3.18 показано расположение нагрузок по первой схеме на главной площадке насыпи. Нагрузка на ось равномерно распределена по ширине шпалы, на которую она приходится, причем она распределена по 12-ти узлам КЭ, входящих в геометрические места размещения шпалы и составляет $24,5 \text{ кН}$ ($294/12 = 24,5 \text{ кН}$).

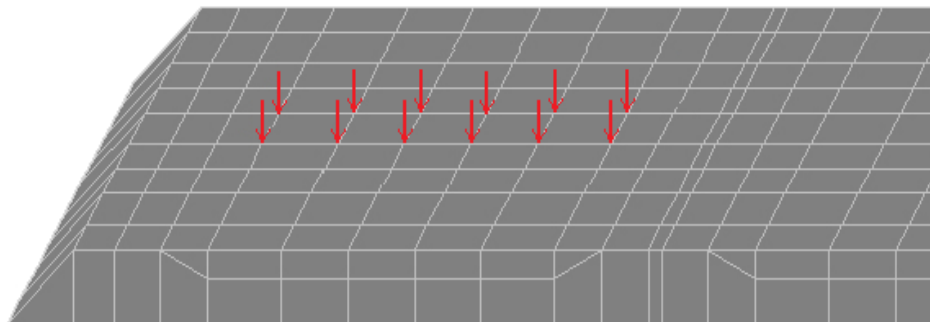


Рис 3.18. Расположение нагрузок на верхнее строение пути (ВСП).

Было принято две схемы загрузки КЭ–модели:

1 схема – давление от действия веса поезда;

2 схема – давление от собственного веса.

Первая схема нагрузки представляется для контроля перемещений и напряжений в модели, которые вызваны собственным весом земполотна, и тех же факторов от поездной нагрузки. Схема загрузки модели на двух путях не применялась, поскольку на исследуемом участке случаев одновременного перемещения двух поездов не происходит. Все геометрические размеры и общие нагрузки на модель сохраняются и контролируются в ходе выполнения расчета, что возможно в примененном расчетном комплексе.

Представленная разработанная модель принимается как базовый контрольный вариант (вариант 0), с которым в дальнейшем сравниваются другие варианты расчетов с измененной конструкцией земляного полотна. При расчете МКЭ применялся мультифронтальный метод разложения матрицы жесткости с автоматической оптимизацией ширины ленты, как наиболее прогрессивный метод работы с матрицами, который применен в комплексе SCAD.

Результатами расчета являются общие перемещения и напряжения в модели по осям X и Z , причем нижеследующие результаты показывают характерную картину их распределения в земляном полотне. На рис. 3.19 приведены результаты расчета МКЭ земляного полотна с поездной нагрузкой (вариант 0).

СХЕМЫ ЗАГРУЗКИ МОДЕЛИ (БЕЗ УСИЛЕНИЯ)

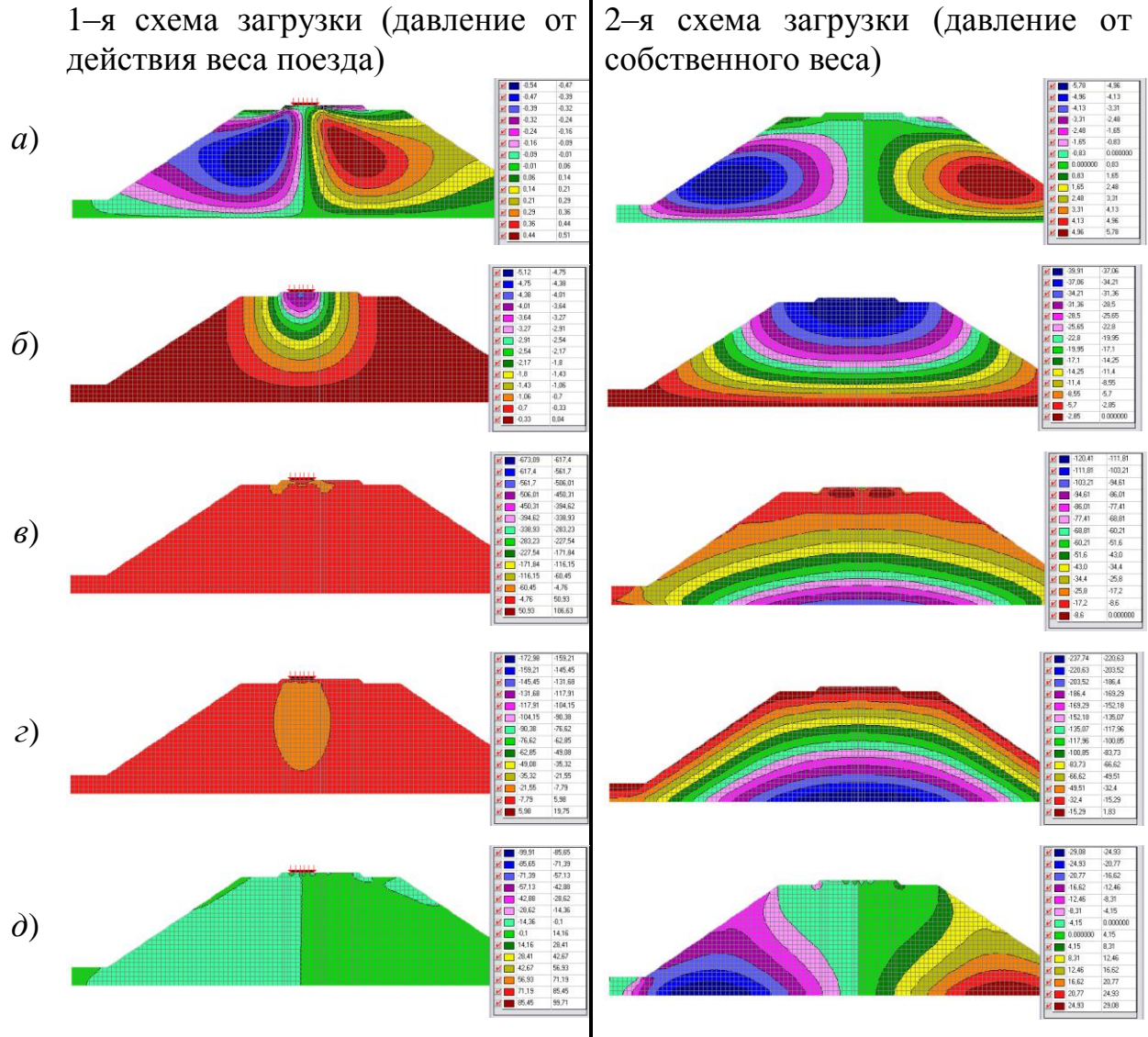


Рис.3.19. Изолинии и изополя перемещений и напряжений в случае варианта 0: а) перемещение по оси X (горизонтальное), б) перемещение по оси Z (вертикальное), в) нормальные напряжения по оси X (горизонтальные), г) нормальные напряжения по оси Z (вертикальные); д) касательные напряжения в плоскости XZ.

В качестве первого варианта для исследования принят вариант изменения конструкции земляного полотна с размещением в нем слоя с большими, в отличие от материала массива деформационными характеристиками, например, щебня с битумной пропиткой. Конструкция земляного полотна показана на рис. 3.20, а.

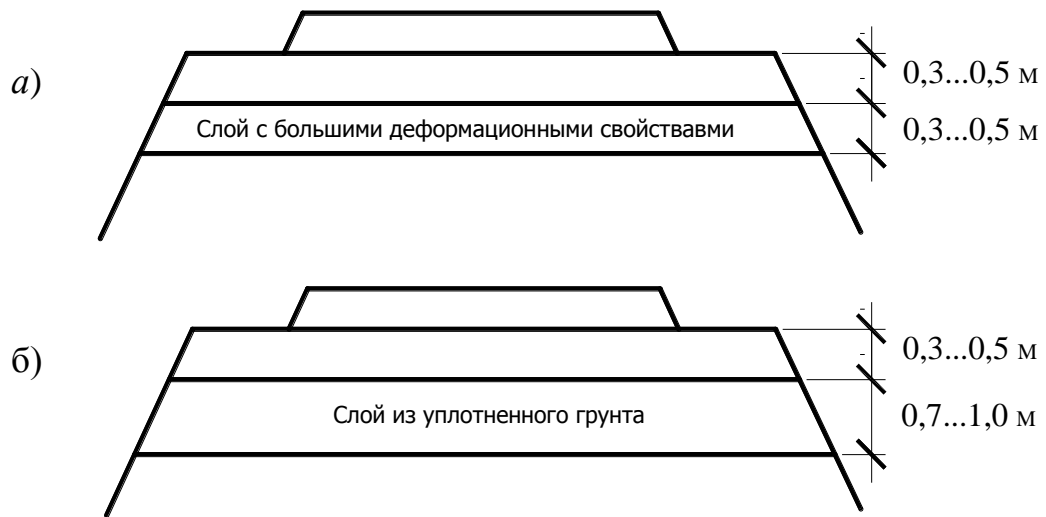


Рис. 3.20. Схема земляного полотна со слоем с увеличенными деформационными характеристиками: а) вариант 1 – щебень, пропитанный битумом; б) вариант 2 – слой из уплотненного грунта

Для исследования варианта 1 базовая модель (вариант 0) была изменена в соответствии с деформационными свойствами земляного полотна с увеличенными деформационными характеристиками. В соответствии с жесткостью по варианту 0 добавлена жесткость 4 – щебень, пропитанный битумом (толщина слоя – 0,5 м): удельный вес $\gamma = 20,0 \text{ кН/м}^3$, модуль упругости $E = 80000 \text{ кПа}$, коэффициент Пуассона $\nu = 0,3$. Все остальные характеристики модели (граничные условия, нагрузки и их сочетания) остались согласно модели по варианту 0 неизменными. В качестве второго варианта для исследования взят вариант изменения конструкции земляного полотна с размещением в нем слоя из уплотненного и более прочного грунта с большими деформационными характеристиками, конструкция земляного полотна показана на рис. 3.20б. Для исследования модели по варианту 2 базовая модель (вариант 0) была изменена в соответствии с деформационными свойствами земляного полотна с увеличенными деформационными характеристиками. Согласно жесткости по варианту 0 добавлялась жесткость 4 – уплотненный грунт (толщина слоя – 1 м): удельный вес $\gamma = 20,0 \text{ кН/м}^3$, модуль упругости $E = 40000 \text{ кПа}$, коэффициент Пуассона $\nu = 0,3$. Все остальные характеристики модели (граничные условия, нагрузки и их сочетания) остались согласно

модели по Варианту 0 неизменными. На рис. 3.21 приведены результаты расчета модели по варианту 2.

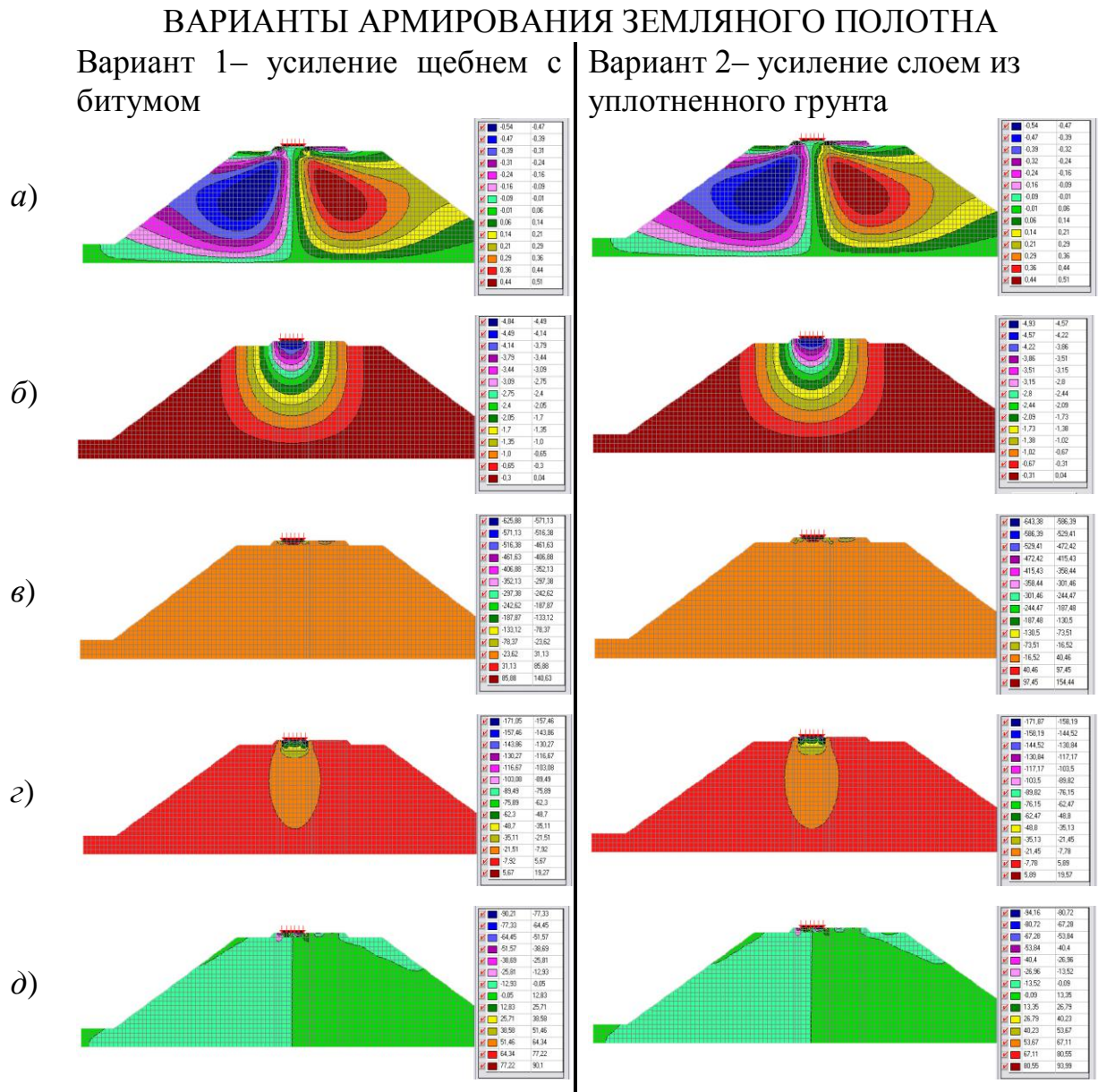


Рис. 3.21. Изолинии и изополя перемещений и напряжений (1-я схема загрузки): а) перемещение по оси X (горизонтальное), б) перемещение по оси Z (вертикальное), в) нормальные напряжения по оси X (горизонтальные), г) нормальные напряжения по оси Z (вертикальные); д) касательные напряжения в плоскости XZ.

Таким образом, после проведенных расчетов по трем вариантам конструкции насыпи выполнен сравнительный анализ напряженно-деформированного состояния моделей по Вариантам 1 и 2 с вариантом 0, целью

которого является выяснение влияния конструктивных решений усиления земляного полотна на общее поведение насыпи. Из проведенного анализа можно сделать следующие выводы.

Анализ НДС насыпи из однородного материала в случае второй схемы загрузки (собственный вес насыпи) свидетельствует о том, что распределение изополей и изолиний перемещений (рис. 3.19, а и б, 2-я схема загрузки) и напряжений (рис. 3.19, в – д, 2-я схема загрузки) близко к аналитическому, и это подтверждает верность разработанной КЭ-модели и ее адекватность аналитическим решениям. Согласно представлениям о деформировании слоистых сред с различными по величине деформационными характеристиками, а именно, модулем упругости E , на границе слоев щебня балластной призмы и суглинка тела насыпи отмечаются зоны небольшой концентрации напряжений и качественного изменения их изополей (рис. 3.19, в, 2-я схема загрузки) – изополе со значением напряжения – $8,6 \text{ кН/м}^2$ ($0,0086 \text{ МПа}$) и рис. 3.19, г, 2-я схема загрузки – искривление изополя со значением напряжения $15,29 \text{ кН/м}^2$ ($0,0153 \text{ МПа}$) на границе раздела слоев щебня и суглинка. Общее напряженное состояние насыпи при действии собственного веса отличается небольшим уровнем напряжений (максимальные напряжение – $0,12 \dots 0,2 \text{ МПа}$ (рис. 3.19, в, г), а максимальное перемещение верха модели составляет $39,9 \text{ мм}$ (рис. 3.29, а). Таким образом, анализ НДС насыпи при действии собственного веса свидетельствует о том, что разработанная модель соответствует требованиям к конечно-элементным моделям и позволяет получить результаты расчета достаточной точности.

Сравнительный анализ НДС по Вариантам 0 и 1 свидетельствует о том, что введение в тело насыпи слоя с большими в отличии от материала земляного полотна деформационными характеристиками меняет картину вертикальных перемещений, несколько их уменьшая. Это следует из анализа вертикальных перемещений, максимальное значение которых в варианте 0 составляло $5,12 \text{ мм}$ (рис. 3. 21, б), а в варианте 1 – $4,84 \text{ мм}$ (рис. 3. 21, б), т.е. уменьшение перемещений незначительное (в 1,05 раза), причем горизонтальные перемещения в двух вариантах не изменились. Анализируя вертикальные

перемещения в варианте 1, следует отметить характерное искривление изолиний на грани слоев (рис. 3. 21, б) – изополя под шпалой. Напряженное состояние по варианту 1, в отличие от варианта 0, несколько улучшилось: так, горизонтальные напряжения несколько уменьшились (с $673,09 \text{ кН/м}^2$ ($0,673 \text{ МПа}$) в варианте 0 до $625,88 \text{ кН/м}^2$ ($0,625 \text{ МПа}$) в варианте 1) и в варианте 1 уменьшилась плоскость их распространения (только в области балластной призмы, рис. 3.21, в). Также отмечается незначительное уменьшение вертикальных и касательных напряжений (рис. 3.22, з, д). Картина распределения вертикальных напряжений качественно почти одинакова в двух вариантах (рис. 3.19 и 3.21, б), а уменьшение напряжений незначительное (в 1,02 ... 1,05 раза).

Сравнительный анализ НДС по вариантам 0 и 2 свидетельствует о том, что введение в тело насыпи слоя уплотненного грунта меняет картину вертикальных перемещений, также несколько их уменьшая, как и в варианте 1.

Максимальное значение вертикальных перемещений в варианте 0 составляло 5,12 мм (рис. 3. 19, б), а в варианте 1 – 4,93 мм (Рис. 3. 21, б), то есть уменьшение перемещений незначительное, горизонтальные перемещения в двух вариантах не изменились, как и в варианте 1. Анализируя вертикальные перемещения в варианте 2, также следует отметить характерное искажение изолиний на границе слоев (рис. 3. 21, б). Напряженное состояние модели по варианту 2, в отличие от варианта 0 несколько улучшилось: так горизонтальные напряжения несколько уменьшились (с $673,09 \text{ кН/м}^2$ ($0,673 \text{ МПа}$) в варианте 0 до $643,38 \text{ кН/м}^2$ ($0,643 \text{ МПа}$) в варианте 2) и в варианте 2, как и в варианте 1, уменьшилась площадь их распространения (только в области балластной призмы, рис. 3.21, в). Также отмечается незначительное уменьшение вертикальных и касательных напряжений (рис. 3.21, з, д) в 1,02 раза в среднем. Картина распределения вертикальных напряжений качественно почти одинакова в двух вариантах (рис. 3.19 и 3.21, б), а уменьшение напряжений незначительное (в 1,01 ... 1,03 раза).

После проведенного сравнительного анализа можно сделать следующие выводы.

Сравнительный анализ вариантов усиления путем размещения в теле насыпи слоев с большими в отличие от материала земляного полотна деформационными характеристиками (вариант 1) или слоя уплотненного грунта (вариант 2) свидетельствует о том, что такое изменение незначительно улучшает общее напряженно-деформированное состояние (НДС) насыпи, несколько уменьшая вертикальные перемещения и компоненты напряжений, но это уменьшение незначительное (в 1,02 ... 1,05 раза).

Анализ варианта 1 свидетельствует, что его применение более эффективно в отличие от варианта 2, поскольку уменьшение перемещений и напряжений для этого варианта больше, хотя в абсолютных величинах все же незначительное (максимально в 1,05 раза). Теоретические исследования параметров армирования земляного полотна геосинтетическими материалами, включая наиболее распространённые геотекстили и геосетки, составляют значительный объем исследований в этой области в работах [143].

Некоторые из результатов данных исследований уже могут считаться фундаментальными [127], однако появление новых вариантов конструкций усиления земляного полотна геотекстилями и геосетками [143] требует проведения новых исследований, так как принципы создания усиленного земляного полотна несколько изменились. Многочисленные типы усиливающих элементов земляного полотна, которые базируются не на изменении физико-механических свойств грунта (слои усиления), а на внедрении арматуры в грунтовую матрицу, имеют разработанные конструкции, но не имеют детальных исследований их влияния на НДС земляного полотна [127, 143, 188]. Соответственно, эти исследования должны выполняться для того, чтобы выяснить какой вариант усиления является оптимальным.

Эта задача является актуальной с такой позиции еще и потому, что влияние усиливающих элементов не является однозначным и известным.

Следует отметить также, что некоторые теоретические положения расчёта оснований и земляного полотна не учитывают специфических эффектов совместного деформирования системы «грунтовая матрица – арматура», таких как расслоение, повышенное трещинообразование и выдёргивание слоя из

грунта. Существующие технологии усиления земляного полотна подразделяются на те, которые базируются на изменении физико-механических свойств грунта (усиления малодеформируемыми слоями), и на те, которые базируются на внедрении арматуры в грунтовую матрицу (армогрунты с различными типами арматуры) [127]. Аналитические исследования параметров усиления земляного полотна как малодеформируемыми слоями, так и армирования геосинтетическими материалами составляют значительный объем исследований в этой области [127, 142]. Однако, проанализированные случаи усиления земляного полотна, например, в работе [142], вызывают значительные вопросы с позиции их практического применения, хотя, без сомнений, имеют важнейшее теоретическое значение. На сегодняшний момент наибольшее распространение и некоторое научное обоснование получили именно те два направления технологий, которые были упомянуты [127]. Это связано с тем, что для использования вариантов усиления с помощью слоя усиления, или с помощью геосинтетических материалов, разработаны и проверены на практике алгоритмы технологических операций. Соответственно, для этих направлений, которые являются тенденциями усиления земляного полотна на сегодняшнее время, следует провести ряд исследований, которые должны выполняться для того, чтобы выяснить какой вариант усиления является оптимальным. Эта задача является актуальной с такой позиции еще и потому, что влияние малодеформируемых слоев не является однозначным и известным [126].

3.8.3. Сравнительный анализ напряженно-деформированного состояния земляного полотна при модернизации

Земляное полотно – один из важнейших элементов пути, который выполнен из грунта на грунтовом основании [158–161]. Оно может быть в виде насыпей, выемок и нулевых мест. На косогорах встречаются также полунасыпи, полувыемки и полунасыпи-полувыемки, в которых основная площадка образована частично подсыпкой и частично врезкой в грунт земной поверхности.

Поперечным профилем земляного полотна называется сечение, перпендикулярное его продольной оси и показываемое на ширину всей полосы отвода [159].

Земляное полотно должно быть прочным, устойчивым и долговечным, что требует минимума затрат на его устройство, содержание и ремонт, и обеспечивать возможность широкой механизации работ. Одной из причин безусловности выполнения указанных требований является то, что земляное полотно в системе путевого хозяйства составляет наиболее трудоемкую часть: в основных фондах путевого хозяйства стоимость земляного полотна достигает 29%.

Поверхность земляного полотна и полосы отвода должны быть спланированы так, чтобы вода нигде не застаивалась, а имела бы свободный и быстрый отток от земляного полотна в стороны или в специальные водоотводящие устройства. Если это условие где-нибудь нарушится, то земляное полотно в этом месте неизбежно подвергнется деформации, которая может создать угрозу безопасности движения поездов.

Земляное полотно строится по типовым поперечным профилям или индивидуальным проектам согласно ДБН В. 2.3-19-2008 «Споруди транспорту залізничі колії 1520 мм» [185].

Земляное полотно и его сооружения должны обеспечивать безопасность движения поездов с заданными нагрузками и скоростями при установленной грузонапряженности. Земляное полотно, его элементы и сооружения должны соответствовать нормативам прочности и устойчивости в течение всего периода службы.

В земляном полотне и его сооружениях могут возникать и накапливаться дефекты, деформации и повреждения [161]. Дефекты являются следствием недоработок при проектировании земляного полотна, его защитных и укрепительных сооружений, нарушения технологии строительного процесса и временной эксплуатации железнодорожных линий неудовлетворительного текущего содержания и некачественных ремонтов пути.

Деформации земляного полотна и его сооружений возникают: при

недостаточной несущей способности грунтов, из которых оно возведено; несоответствии мощности верхнего строения пути нагрузке от подвижного состава, который обращается; недостаточной защите грунтов земляного полотна от неблагоприятных воздействий климатических и инженерно-геологических факторов. Низкое качество текущего содержания земляного полотна и его сооружений, когда не обеспечивается отвод поверхностных и грунтовых вод, несвоевременно устраняются мелкие дефекты земляного полотна и его сооружений, не ликвидируются причины снижения несущей способности грунтов, приводят к перерастанию мелких дефектов и повреждений в опасные деформации, угрожающие безопасности движения поездов.

Под повреждением понимается неисправность земляного полотна и его сооружений, произошедшей во время эксплуатации под воздействием неблагоприятных природных условий, вследствие ненормальных, непредвиденных характером работы действий и взаимодействием с посторонними конструкциями.

Растущие объемы строительства железных дорог в Украине открывают новые перспективы в области строительства и эксплуатации пути и земляного полотна. Известно, что кроме объемов строительства также увеличиваются объемы ремонта и реконструкции земляного полотна, в том числе и при модернизации под скоростное движение. Такое увеличение объемов требует внедрения новых технических решений по уменьшению деформаций основной площадки и самого земляного полотна и, соответственно, увеличению сроков его нормальной эксплуатации.

В настоящее время предложены новые решения, заключающиеся как в усилении земляного полотна геосинтетическими материалам, так и в изменении его поперечного сечения с образованием берм, банкетов и контрбанкетов, требующие научного обоснования. Причем, сравнение решений с дальнейшей их оптимизацией требует комплексного анализа различных параметров, таких как прочность земляного полотна, обеспечивающая нормативный срок эксплуатации, и номинальные денежные затраты на его переустройство и

реконструкцию.

Комплексность анализа и дальнейшей оптимизации параметров земляного полотна обеспечивает привлечение при рассмотрении конкретной ситуации большего объема входной информации, что позволяет получить более обоснованные решения для выполнения реконструкции.

Целью представленной работы является комплексная оптимизация параметров земляного полотна при его реконструкции на Донецкой железной дороге, которая заключается в поиске и обосновании технико-экономических и прочностных параметров насыпи при реконструкции с выбором на основе этих результатов оптимального варианта, что является актуальной задачей.

Дефекты, деформации и повреждения земляного полотна и его сооружений подлежат устранению в процессе текущего содержания пути, при планово-предупредительных ремонтах верхнего строения пути, а также при ремонтах и усилении земляного полотна по индивидуальным проектам. Одним из предложений противодеформационных мероприятий является сплошная вырезка. Работы по сплошной вырезке части земляного полотна выполняются во время предоставления окна при закрытых путях. До начала основных работ по нечетному пути демонтируются звенья рельсошпальной решетки. Затем во время окна ведется демонтаж инвентарных рельсов и выполнение сплошной вырезки. Глубина вырезки по нечетной колее принята исходя из глубины балластных углублений. По парной колее глубина сплошной вырезки принята конструктивно на такую же отметку как и по нечетной.

Обратная засыпка производится с послойным уплотнением и устраивается из щебня или щебеночной смеси. Размер фракций щебня в смеси 0,0625 – 50 мм. Количество пылеватых частиц размером <0,0625 мм не должно превышать 5% от объема, размером 2-20 мм – до 40%, остальные 55% приходятся на фракцию 20 ... 50 мм.

При ремонте верхнего строения пути геотекстиль укладывается на основной площадке с уклоном 0,04 в полевую сторону с перекрытием одного слоя другим не меньше чем на 100 мм. Геотекстиль – это нетканый материал с поверхностной плотностью ≥ 280 г/м², прочностью на растяжение не менее 20

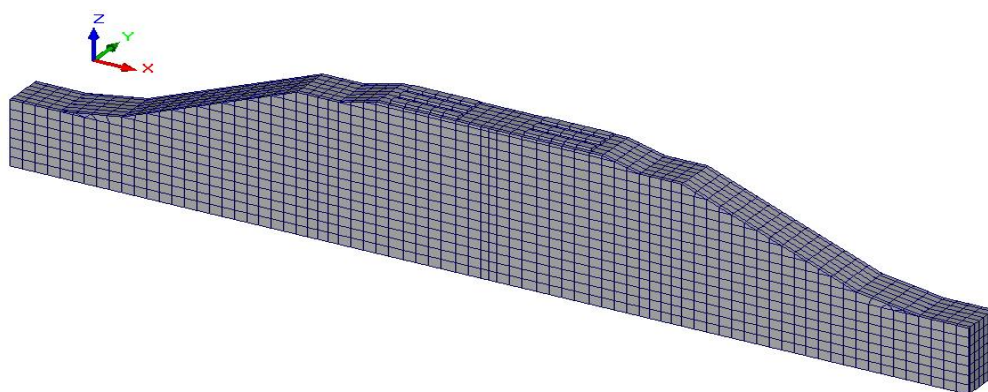
кН/м; прочностью при относительном удлинении на 390 – не менее 10 кН/м; относительное удлинение при разрушении не более 20%. После укладки рельсошпальной решетки проводится балластировка пути. Укрепление откосов земляного полотна выполняется путем отсыпки однополочной отжимной бермы с выполнением откосов земляного полотна 1:2. Пригрузочная отжимная берма устраивается с использованием щебня крупностью 40...70 мм и прочностью на сжатие 800...1200 МПа. Отсыпка отжимной бермы осуществляется послойно с уплотнением слоя толщиной 0,2-0,3 м. Средняя высота полка отжимной бермы составляет 5,0 м с уклоном верха полки 2,0 % в сторону проектной водоотводящей канавы. В качестве материала бермы используется местный грунт. Для отвода воды из большого участка через железобетонную трубу по нечетной стороне пути необходимо создать берму и канаву шириной 1,5 м и высотой 0,6 м с выполнением откосов 1:2. Вторым вариантом является выполнение бортовой вырезки. Двусторонняя боковая срезка балластных углублений взамен сплошной вырезки осуществляется от линии по торцам шпал в сторону откоса насыпи с последующей заменой срезанного материала чистым щебнем крупностью 40...70 мм и прочностью на сжатие 800 ... 1200 МПа. Толщина слоя 0,2...0,3 м. Все работы необходимо проводить в долговременные окна. Для обеспечения устойчивости откосов насыпи выполняется их выположение до 1:2 и отсыпка бермы, которая устраивается с использованием щебня крупностью 40...70 мм, которая производится послойно с уплотнением слоя толщиной 0,2–0,3 м. Средняя ширина полка бермы составляет 5,0 м с уклоном их верха 2,0% в сторону от пути. Со стороны нечетной колеи по подошве устраивается также берма шириной 6,0м с уклоном 2,0% в сторону проектной водоотводной канавы. В качестве материала бермы используется местный грунт, полученный после нарезки уступов и работ по бортовой вырезке.

Расчет напряженно-деформированного состояния (НДС) двухпутной насыпи с выполнением нескольких вариантов реконструкции (сплошная и бортовая вырезка) проводится с применением метода конечных элементов с помощью расчетного комплекса Structure CAD for Windows, version 7.29 R.3

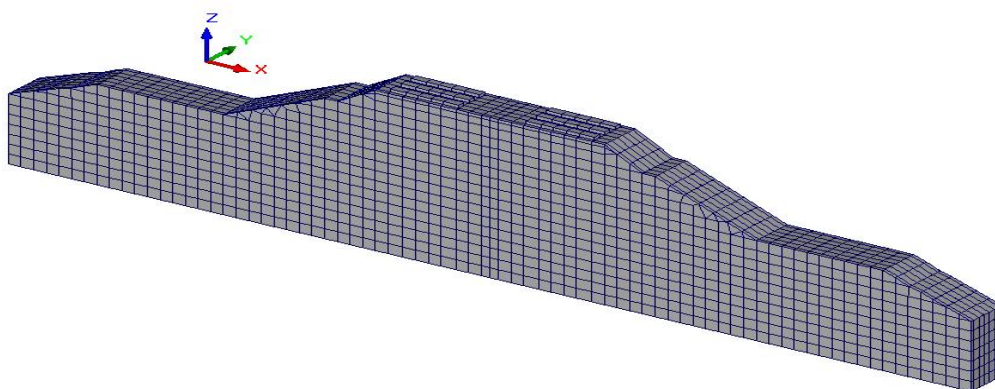
(SCAD) [143, 164].

Все геометрические и деформационные характеристики земляного полотна взяты из нормативной документации. Модель для расчета принята пространственной на основе объемных конечных элементов (КЭ) для большего учета реальных характеристик исследуемого объекта. На рис. 3.22. показана расчетная схема земляного полотна до реконструкции, реализованная в комплексе SCAD [164].

Земляное полотно до реконструкции



сплошная вырезка



бортовая вырезка

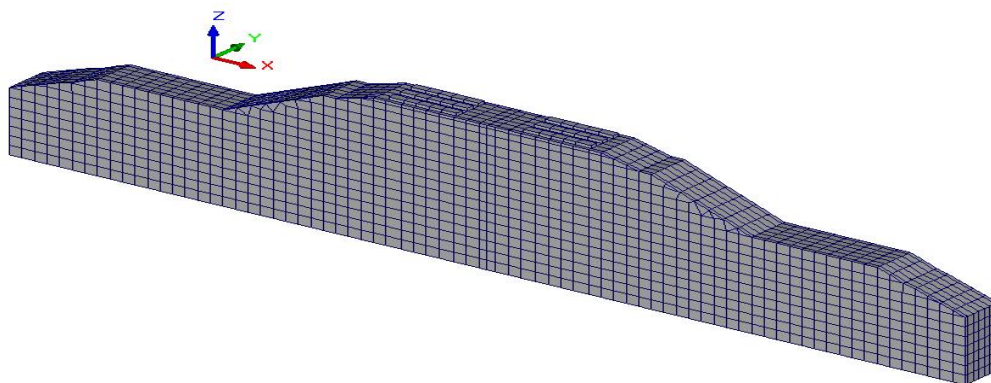


Рис. 3. 22. КЭ–схемы земляного полотна

Общее количество узлов схемы – 8 632 шт. (около 26 000 степеней свободы), количество конечных элементов – 7 016 шт. (до реконструкции); 8 280 (около 24 тысяч степеней свободы) и 6 722 (сплошная вырезка); 8 126 (около 25 тысяч степеней свободы) и 6 582 (бортовая вырезка). Конечные элементы (КЭ) в схеме приняты совместимыми, то есть все узлы соседних элементов совпадают, что положительно влияет на точность решения. Размеры модели: длина (основа) – 38,46 м, ширина – 1,8 м (для всех моделей), высота – 8,0 м (из которых высота земляного полотна, как и в других вариантах – 4,5 м).

Размеры КЭ колеблются в пределах $0,30 \times 0,5 \times 0,5$, $0,35 \times 0,5 \times 0,5$ до $0,5 \times 0,5 \times 0,5$ м, то есть КЭ-сетка адекватна размерам представленной модели, так как считается, что основной размер КЭ не должен превышать $1/20$ от характерного размера модели. В схеме применены как призматические КЭ с треугольной основой (при моделировании откоса), так и параллелепипеды (при моделировании земляного полотна и основания). Призматические КЭ с треугольным основанием проверены по условиям вырожденных и «игольчатых» элементов, углы треугольника не менее 60° . На схему наложены граничные условия: 1) по низу модели запрет перемещения по всем трем осям X, Y и Z; 2) по бокам основания – запрет по осям X и Y; 3) по поперечным сторонам модели – запрет по оси Y (условия плоской деформации). Верх и откосы моделей от граничных условий свободны.

Деформационные характеристики выбраны из таблиц в соответствии с исследованными грунтами земляного полотна [165]:

Слой 1 – суглинок насыпи, плотность $\rho = 2,0 \text{ т/м}^3$, модуль упругости $E = 25$ МПа, коэффициент Пуассона $\nu = 0,3$;

Слой 2 – щебень, плотность $\rho = 2,4 \text{ т/м}^3$, модуль упругости $E = 100$ МПа, коэффициент Пуассона $\nu = 0,25$;

Слой 3 – железобетонные шпалы, плотность $\rho = 2,5 \text{ т/м}^3$, модуль упругости $E = 10^6$ МПа, коэффициент Пуассона $\nu = 0,2$.

Представленный слоистый массив повторяет с незначительными отклонениями реальное земляное полотно, но толщина слоев принята постоянной, хотя в действительности она незначительно изменяется.

В качестве нагрузки на модель была принята поездная, давление на ось принято равным нормативному давлению по ДБН В. 2.3-19-2008 «Споруди транспорту залізниці колії 1520 мм» [185].

Была принята одна схема загрузки КЭ-модели – поезд находится на двух путях. На рис. 3.23 показано расположение нагрузок на основной площадке насыпи. Нагрузка на ось распределена по ширине шпалы, на которую она приходится, причем она распределена на 12-ти узлах КЭ, входящих в геометрические места размещения шпалы и составляет 24,5 кН ($294/12 = 24,5$ кН).

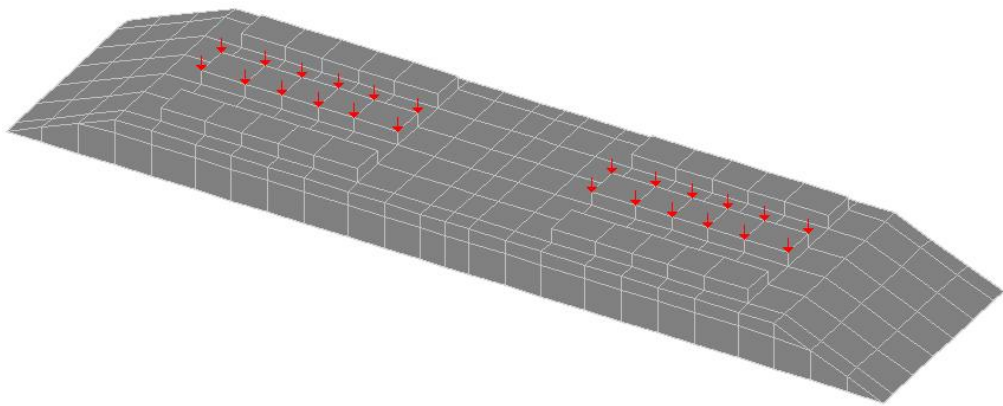


Рис. 3. 23. Расположение нагрузок на верхнее строение пути (ВСП)

Все геометрические размеры и общие нагрузки на модель сохраняются и контролируются в ходе выполнения расчета, что возможно в примененном расчетном комплексе. При расчете МКЭ применялся мультифронтальный метод разложения матрицы жесткости с автоматической оптимизацией ширины ленты, как наиболее прогрессивный метод работы с матрицами, который применен в комплексе SCAD.

Результатами расчета являются общие перемещения и напряжения в модели по осям X и Z, причем следующие результаты показывают характерную картину их распределения в земляном полотне. Перед тем как перейти к анализу полученных результатов и выбору оптимального решения реконструкции, следует отметить, что в конечно-элементной модели сплошной вырезки не был учтен элемент геосинтетического материала. Это произошло по двум причинам. Во-первых, полотно геосинтетического материала при

пространственной постановке, при которой модель создается из объемных конечных элементов, из-за различной метрики (полотно – 2D, а земляное полотно – 3D) некорректно взаимодействует с земляным полотном. Во-вторых, первое сравнение полученных результатов свидетельствует о том, что и без усиления геосинтетическим материалом, разница между вариантами незначительна и влияние геосинтетика идет в запас прочности.

На рис. 3.24 и 3.25 приведены результаты деформаций в различных вариантах земляного полотна с поездной нагрузкой (представлена только половина модели, что обосновывается симметрией схемы и нагрузки).

Анализ перемещений по оси X (рис. 3.24) позволил заключить, что количественно все три случая (до реконструкции и два варианта реконструированного земляного полотна), не имеют значительных изменений: максимальные горизонтальные перемещения составляют 1,1 мм. Следует отметить, что при количественной тождественности результатов, качественно они отличаются, что видно при сравнении распределения изополей и изолиний. В случае сплошной вырезки (рис. 3.24, б) изополя горизонтальных напряжений на линии симметрии модели не сливаются в сплошное поле. Следовательно, при действии двух поездов, находящихся на соседних путях, в случае сплошной вырезки их влияние действует только на соответствующий путь. В случае же бортовой вырезки ниже правого конца шпалы образуется замкнутая зона со значением 0,3 мм, которая отсутствует как в случае насыпи до реконструкции, так и в случае сплошной вырезки. Это объясняется тем, что поперечный профиль земляного полотна после реконструкции значительно изменился. Однако значения горизонтальных перемещений в случае бортовой вырезки малы и не позволяют судить о каких-то негативных последствиях [182, 188].

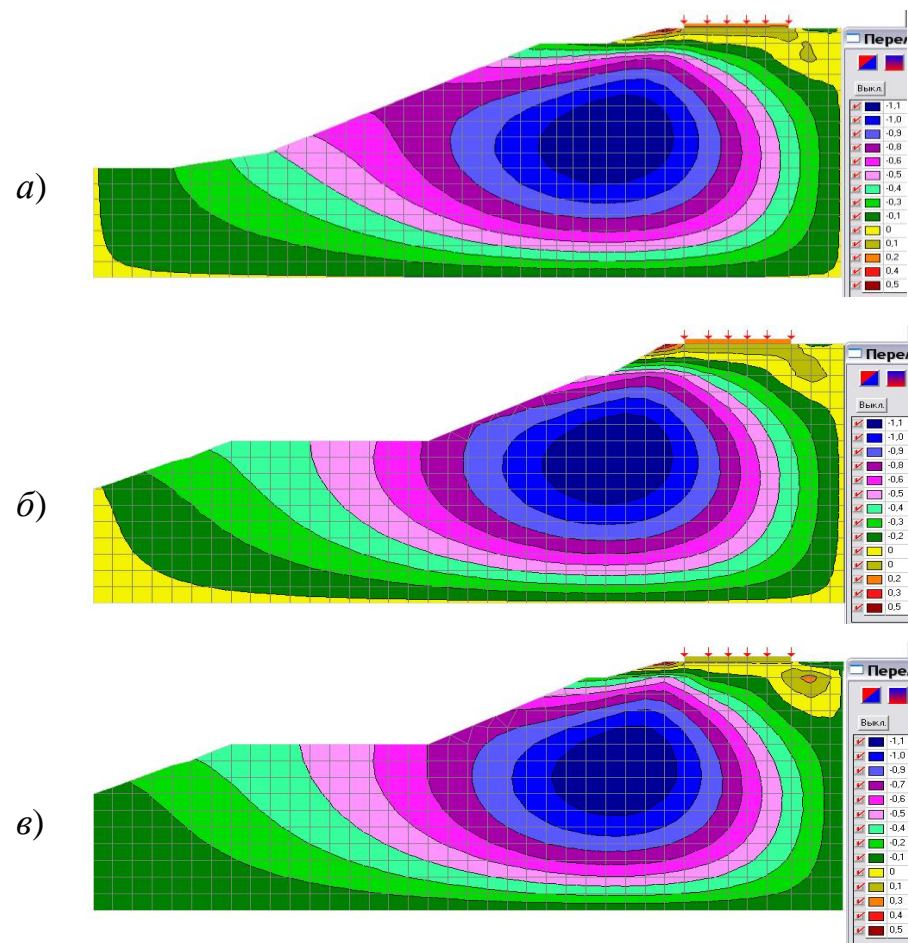


Рис. 3.24. Изолинии и изополя перемещений по оси X (горизонтальная): а) до реконструкции, б) сплошная вырезка, в) бортовая вырезка

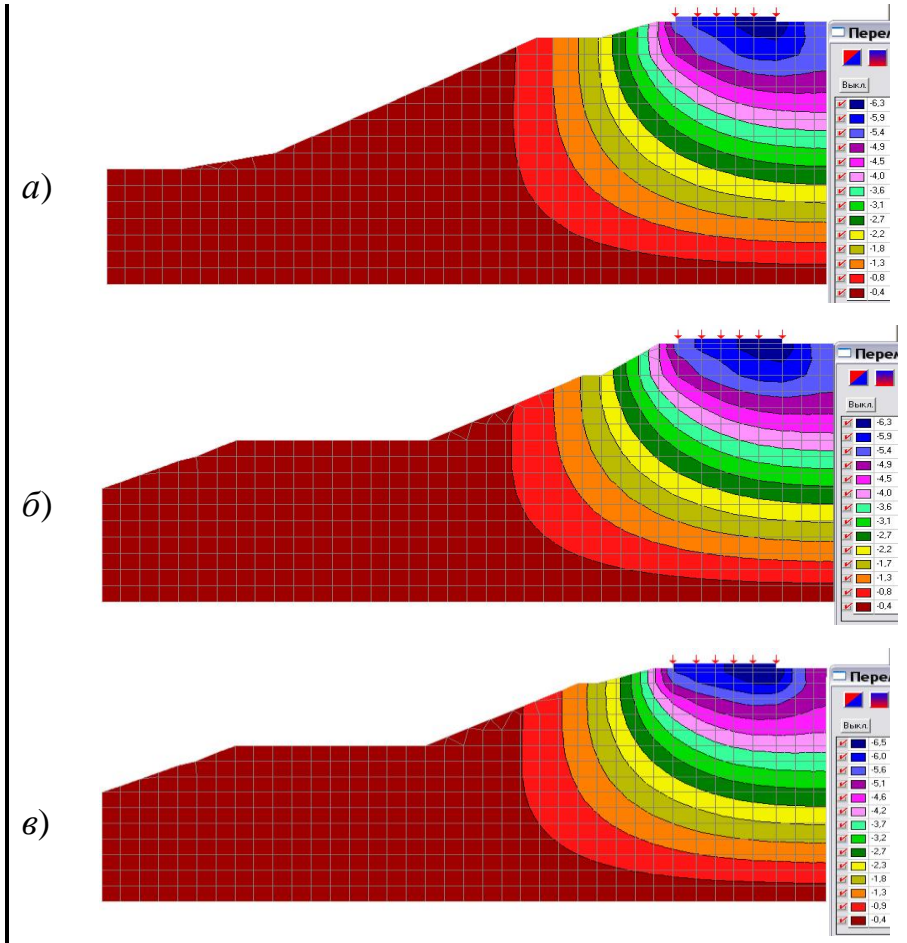


Рис. 3.25. Изолинии и изополя перемещений по оси Z (в вертикальной): а) до реконструкции, б) сплошная вырезка, в) бортовая вырезка

Перемещения по оси Z (рис. 3.25) почти идентичны качественно и количественно: максимальные вертикальные перемещения составляют 6,3 мм (в случае бортовой вырезки – 6,5 мм). Такие значения перемещений являются нормативными и свидетельствуют о том, что все три модели практически идентичны. На рис. 3.26 и 3.27 приведены результаты деформаций в различных вариантах земляного полотна.

При анализе напряжений по оси X (рис. 3.26) установлено, что они являются почти идентичными, что объясняется незначительной зоной их распространения (около 0,5 м под шпалой) и минимальным влиянием технических решений. Вместе с тем, можно отметить, что в зоне растяжения под рельсом в случае бортовой вырезки напряжения несколько увеличены (+0,13 МПа в отличие от +0,1 МПа в случае сплошной вырезки), но незначительно.

Анализ напряжений по оси Z (рис. 3.27) показывает, что они также являются почти идентичными, но зона их распространения увеличивается (около 0,9 ... 1,0 м под шпалой), поэтому следует учитывать, что в случае бортовой вырезки увеличивающиеся напряжения достигают суглинка земляного полотна, поскольку толщина щебня уменьшена от 1,0 до 0,4-0,5 м, однако величины напряжений незначительны (сотые доли мегапаскаля), поэтому можно отметить, что нормальное эксплуатационное состояние земполотна будет обеспечено.

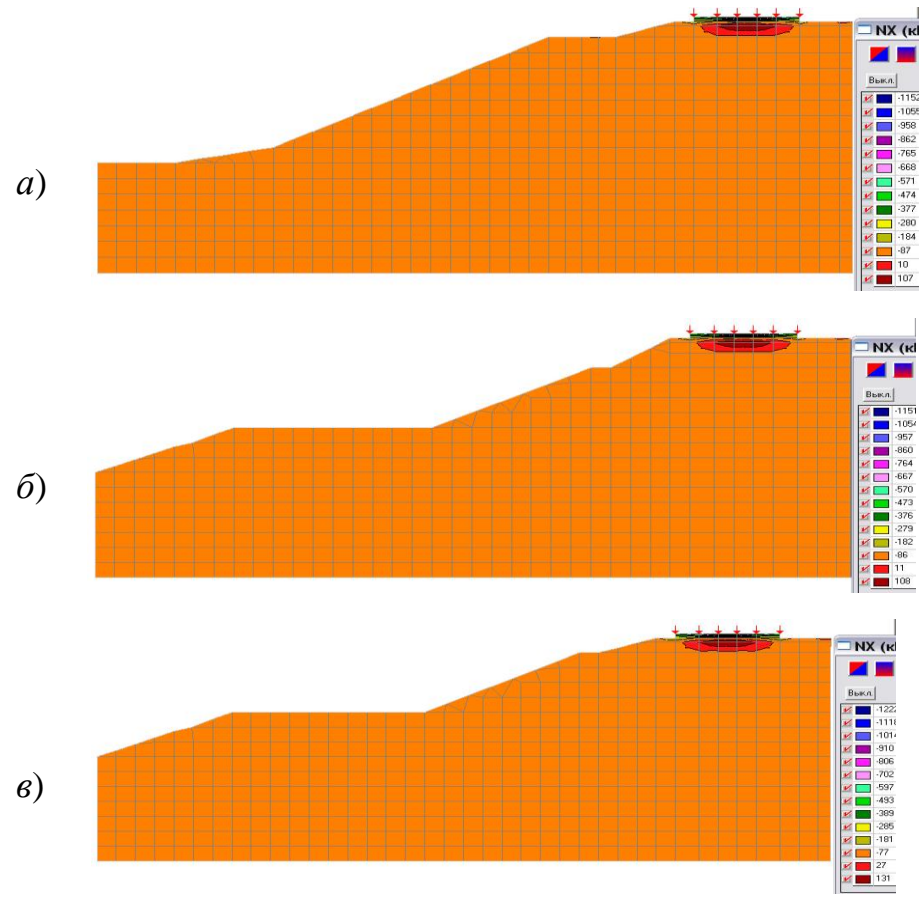


Рис. 3.26. Изолинии и изополя нормальных напряжений по оси X (горизонтальная): а) до реконструкции, б) сплошная вырезка, в) бортовая вырезка

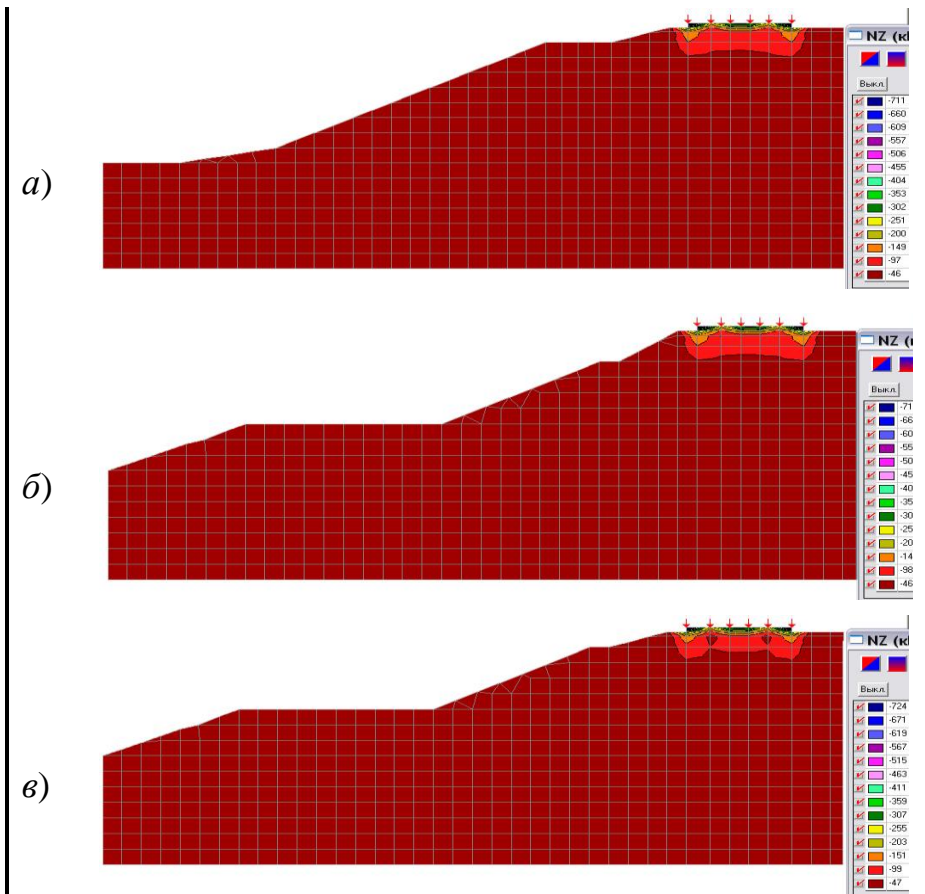


Рис. 3.27. Изолинии и изополя нормальных напряжений по оси Z (вертикальная): а) до реконструкции, б) сплошная вырезка, в) бортовая вырезка

Выводы по разделу 3

После проведенного сравнительного анализа можно сделать следующие выводы.

1. На основе выполненных аналитических исследований, были получены уравнения для определения нормальных напряжений и касательных для неармированного земляного полотна и определение деформаций и перемещений, армированного геотекстилем с щебеночно-грунтовой смесью. Кроме того, была определена изгибная жесткость укрепляющего элемента, в том числе при отслоении укрепляющего пакета от грунтовой матрицы и также критическое внутреннее давление, которое позволяет оценить возможность расслоения геотекстиля, взаимодействующего с грунтом. Таким образом, при выполненных аналитических исследований обоснован подход к определению общего НДС как суперпозиции его значений в матрице и укрепляющем элементе.
2. Количественно перемещения в обоих вариантах находятся в нормативных пределах (максимальные значения – 1 ... 2 мм). Однако, следует отметить значительные отличия в качественном распределении вертикальных перемещений в варианте (1-й вариант – слой минеральной смеси) и (2-й вариант – пакет из георешетки и песка), которые отмечены большей глубиной распределения и площадью действия. Это свидетельствует о том, что влияние усиливающих слоев в обоих вариантах на уменьшение деформаций ВСП и основной площадки почти одинаково, хотя в варианте 1 распространение перемещений по высоте насыпи заканчивается на глубине 3,75 м, а в варианте 2 достигает 6,0 м. Вместе с тем, кроме изополя со значением -1 мм, которое появилось в варианте 2, количественный и качественный характер распределения изополей под рельсошпальной решеткой в обоих вариантах почти идентичен. Поэтому можно заключить, что оба варианта значительно улучшают деформированное состояние земляного полотна, уменьшая вертикальные перемещения, причем их

значения свидетельствуют об их однозначном обратном характере (эти перемещения соответствуют упругой зоне работы материала земляного полотна).

3. Распределение нормальных горизонтальных напряжений для двух вариантов также отличается как качественно, так и количественно, причем в варианте 2 – пакет из георешетки и песка наблюдается увеличение изополя ядра в теле насыпи в несколько раз в отличие от варианта 1. Однако, общее напряженное состояние земляного полотна, например, под рельсошпальной решеткой имеет небольшие отличия. Причем, значение максимальных напряжений отвечают варианту 1 (0,017 МПа) в отличие от варианта 2 – пакет из георешетки и песка (0,016 МПа), но слишком малые значения свидетельствуют, что в обоих вариантах значительной напряженности в горизонтальной плоскости и оползней, вызванных высоким уровнем напряжений, не происходит.
4. Горизонтальные напряжения в ВСП для двух вариантов являются почти идентичными, а максимальные значения 6,5 МПа – для варианта 1– слой минеральной смеси и в 6,6 МПа – для варианта 2 – пакет из георешетки и песка, не вызывают перенапряжений.
5. Распределение вертикальных напряжений свидетельствует о том, что в варианте 1 – слой минеральной смеси напряжения от действия поезда достигают глубины 2,0 м, а в варианте 2 – 3,2 м, однако, максимальные напряжения в варианте 1– слой минеральной смеси достигают 0,072 МПа, а в варианте 2– пакет из георешетки и песка – 0,061 МПа. Эта ситуация объясняется влиянием деформационных свойств и толщины усиливающих слоев, которые уменьшая вертикальные перемещения, вызывают некоторое перенапряжение в теле насыпи. Таким образом, меньшая толщина усиливающего слоя в варианте 2 – 0,5 м в отличие от 0,8 м в варианте 1, хотя и позволяет уменьшить вертикальные напряжения примерно на 18 ... 20 %, несколько увеличивает перемещения. Однако, значение вертикальных напряжений в обоих вариантах свидетельствует о его работе в упругой

стадии и обуславливает увеличение коэффициента запаса.

6. Распределение нормальных вертикальных и касательных напряжений в плоскости XZ не вызывают их существенного увеличения, поскольку их максимальные значения соответствуют рельсо-шпальной решетке, а напряжения в балластной призме возрастают до 4,0 МПа и 4,2 МПа соответственно для вариантов 1 – слой минеральной смеси и 2 – пакет из георешетки и песка, что значительно меньше значения прочности материала балласта. Основным выводом после сравнительного анализа НДС обоих вариантов является то, что оба варианта усиления земляного полотна хорошо влияют на деформированное состояние, уменьшая вертикальные перемещения ВСП и основной площадки, и улучшают напряженное состояние, значение которого соответствует нормальной эксплуатации земляного полотна. Выбор варианта усиления, кроме проведенного научного обоснования, должен быть всесторонне проанализирован с позиции технико-экономического сравнения и объема выполнения работ по его созданию.
7. Разработанная пространственная КЭ–модель насыпи позволила провести ряд численных расчетов, результаты которых после сравнительного анализа позволили установить влияние на общее НДС земляного полотна при изменении конструкции для его усиления.
8. Сравнительный анализ вариантов усиления путем размещения в теле насыпи слоев с большими в отличие от материала земляного полотна деформационными характеристиками (вариант 1 – щебень, пропитанный битумом) или слоя уплотненного грунта (вариант 2 – слой из уплотненного грунта) свидетельствует о том, что такое изменение незначительно улучшает общее НДС насыпи, несколько уменьшая вертикальные перемещения и компоненты напряжений, но это уменьшение незначительное (1,02 ... 1,05 раза).
9. Анализ варианта 1 (щебень, пропитанный битумом) свидетельствует, что его применение более эффективно в отличие от варианта 2 (слой из уплотненного грунта), поскольку уменьшение перемещений и напряжений

для этого варианта больше, хотя в абсолютных величинах все же незначительное (максимальное увеличение в 1,05 раза).

10. Разработаны конечно-элементные модели земляного полотна до реконструкции и по двум вариантам реконструкции, проведены их расчеты и в результате получены параметры напряженно-деформированного состояния земляного полотна, которые позволили оценить с позиции прочности влияние обоих технических решений.
11. Анализ напряженно-деформированного состояния (НДС) свидетельствует о том, что при реконструкции можно применять оба технических решения, которые являются почти идентичными, и вариант как сплошной, так и бортовой вырезки целесообразны с позиции НДС и условий последующей эксплуатации. Также анализ НДС позволил заключить, что при «сплошной» вырезке в данном конкретном случае усиление геосинтетическим материалом нецелесообразно.
12. Основным выводом после комплексного анализа является то, что вариант бортовой вырезки является оптимальным как по технико-экономическим параметрам, так и с позиции прочности и устойчивости.

РАЗДЕЛ 4.

НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ УСИЛЕННОГО ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ПУТИ

С целью исследования реального распределения напряжений на земляное полотно при усилении геоматериалами были проведены исследования по НДС на усиленном земляном полотне геосинтетическими материалами. Исследования проводились на однопутном участке магистральной линии на 65 км линии Владиславовка-Керчь Приднепровской железной дороги «станция Пресноводная – станция Чистополье». Для стабилизации деформационных процессов на площадке 65 км разработаны варианты противодеформационных мероприятий, включающие устройство систематического дренажа с заменой грунтов основания и тела насыпи на участке ПК641+00 – ПК642+65 дренирующим грунтом и армированием их геосинтетическими материалами. Геотекстиль Fortrac и Stablenka на этом участке укладывался в виде незамкнутой оболочки на разной глубине под песчаной подушкой и под обычный суглинок.

4.1. Геологическое строение и гидрогеологические условия опытного участка

Описываемый участок железной дороги проходит по геологическому разлому, на котором сформировалась балка Аджиэльская. На левом склоне в тальвеге балки под четвертичными отложениями залегают неогеновые глины. Тальвег балки и правый склон сложены неогеновыми глинами, сильно выветренным ракушником и известняками, местами перекрытыми маломощными четвертичными отложениями. Выходы неогеновых набухающих глин привели к развитию на левом склоне локальных оползневых процессов, которые характеризуются циркообразной формой, небольшой глубиной захвата и распространением по фронту до нескольких десятков

метров.

В литологическом строении площадки принимают участие неогеновые темно-серые и серые набухающие глины, четвертичные аллювиально-делювиальные желто-серые набухающие глины, овражно-балочные отложения тальвега балки (серые глины с примесью органических веществ, ракушка с супесью) и современные техногенные насыпные глины, ракушка, дресва, щебень и глыбы гранита.

Рассматриваемая площадка расположена в восточной части полуострова Крым. Существующая бо́льшая железнодорожная насыпь является подходом к мосту через водоток балки Аджиэльская, расположенной на 65 км железнодорожной линии Владиславовка - Керчь. Насыпь возведена в 1899г. Первоначально насыпь имела, по-видимому, следующую конструкцию: нижняя часть насыпи и контрбанкет слева были отсыпаны из местной глины, верхняя часть насыпи отсыпана ракушкой. Так как отдельный участок насыпи возведен на оползневом косогоре и старом русле водотока балки, деформации земляного полотна (сползание левого откоса и части основной площадки насыпи, выдавливание биогенных грунтов из-под насыпи) начались сразу. Это объясняется большой мощностью ракушки в левой части насыпи, которой досыпали основную площадку до проектных отметок.

Для изучения инженерно-геологических условий опытного участка были выполнены изыскания по методикам и требованиям СНиП 1.02.07-87 «Инженерные изыскания для строительства» и «Методических указаний по определению свойств грунтов эксплуатируемого земляного полотна»

В ходе инженерно-геологических изысканий было пробурено 24 скважины глубиной 2,0÷10,5 м с общим метражом 185,6 м.

В процессе исследования было выделено 12 инженерно-геологических элементов (ИГЭ):

ИГЭ-1. Насыпной грунт – глыбы и щебень гранита с песчаным заполнителем. Этим грунтом присыпалась верхняя часть и левый откос на участке деформаций между ПК641+40÷ ПК642+25. Мощность насыпного грунта – 3,6 м.

ИГЭ–2. Насыпной грунт – щебень гранита. Этим грунтом отсыпана балластная призма на основной площадке земляного полотна. Мощность инженерно-геологического элемента – от 0,5 до 0,85 м.

ИГЭ–3. Насыпной грунт – дресва гранита с песком (отсевом). Этим грунтом отсыпана верхняя часть насыпи на участке развития деформаций, т.е. до ПК641+40 и после ПК642+25. Мощность ИГЭ увеличивается в направлении деформирующегося участка насыпи и изменяется от 0,3 до 2,6 м.

ИГЭ–4. Насыпной грунт – ракушка с песком маловлажным, плотным, залегает под дресвой. Этим грунтом первоначально была отсыпана верхняя часть насыпи, затем, при сползании основной площадки и левого откоса производилась досыпка ракушки до проектных отметок. Таким образом, справа от железнодорожного пути на участке, где отсутствуют деформации, мощность ИГЭ составила 1,3÷2,6 м, а на деформируемом участке от ПК641+40 и до ПК642+50 слева от пути и в левом откосе мощность ИГЭ- 4,0÷9,0 м.

ИГЭ–5. Насыпной грунт – глина тяжелая, желто-серая с включениями разномерного песка, ракушки, гипса, местами с примесью органических веществ, полутвердая, сильно набухающая. Этим грунтом была отсыпана вся нижняя часть насыпи и контрбанкет. Но в результате сползания основной площадки и левого откоса первоначальная мощность этого грунта на участке ПК641+40 и до ПК642+25 изменилась, а местами насыпная глина полностью выдавлена. Мощность ИГЭ изменяется от 0,8 до 6,9 м.

ИГЭ-5.1. Насыпной грунт – та же глина, но залегающая ниже уровня грунтовых вод и зоны капиллярного поднятия, имеющая поэтому тугопластичную консистенцию. ИГЭ расположен от ПК641+32 и далее в нижней части насыпной толщи. Его мощность изменяется от 0,4 до 4,0 м.

ИГЭ-5.2. Насыпной грунт – супесь песчаная, серая, пластичная с включениями ракушки. Грунт встречен в толще насыпи ИГЭ-5 и ИГЭ-5.1 между ПК642+28÷ПК 642 +78 и образовался по поверхностям скольжения путем заполнения трещин вышележащими ракушкой с песком и глинистыми частицами. Мощность ИГЭ незначительная и составляет 0,3 ÷05м.

ИГЭ–6. Элемент состоит из ракушек с пластичной бурой супесью,

расположен в тальвеге балки под насыпным грунтом и имеет вид линзы. Мощность незначительная – 0,2÷1,0 м.

ИГЭ–7 представлен глиной серой с включениями ракушки и примесью органических веществ, полутвердой с прослойками супеси и песка, залегающей в тальвеге балки под насыпными грунтами. Мощность ИГЭ 1,5÷2,7 м. Расчетное условное сопротивление $R_0=200$ кПа.

ИГЭ–8 включает глину буровато-желтую, тяжелую от полутвердой до тугопластичной консистенции, сланцевую, с редким песком, ракушкой, слагающую левый склон балки и покрывающую неогеновую глину. Мощность ИГЭ 1,5÷2,7 м. Расчетное условное сопротивление $R_0=200$ кПа.

ИГЭ–9 представлен глиной серой и темно-серой, тяжелой, полутвердой, набухающей, слоистой с тонкими прослойками песка и супеси, загипсованной, слагающей левый склон и тальвег балки. Мощность ИГЭ до 3,5 м. Расчетное условное сопротивление $R_0=200$ кПа. Общая мощность насыпных грунтов на исследуемом участке в тальвеге доходит до 11,0 м.

Согласно приложению 10 СНиП 1.02.07-87 «Инженерные изыскания для строительства» категория сложности инженерно-геологических условий площадки объекта является IIIб (экстремальные условия, развивающиеся процессы, несущие угрозу разрушения) по следующим факторам: площадка расположена на двух геоморфологических элементах (левый склон балки и старое русло водотока); наличие более 4-х литологических слоев с резко меняющейся мощностью и неоднородными, закономерно изменяющимися свойствами; наличие геологического процесса (оползень), угрожающего разрушению насыпи; наличие специфических грунтов (насыпных – ИГЭ-1, ИГЭ-2, ИГЭ-3, ИГЭ-4, ИГЭ-5.1 и ИГЭ-5.2; сильнонабухающих - ИГЭ-5, ИГЭ-5.1, ИГЭ-7, ИГЭ-8, ИГЭ-9, а также биогенных грунтов ИГЭ-7).

В начальный период строительства земляного полотна трасса пересекала оползень и старое русло водотока. Произошел частичный подпор подземных вод, а на отдельных участках обнажились набухающие глины с прослойками супеси, через которые происходила разгрузка подземных вод в тальвег балки.

Поскольку деформации склона связаны в основном с набухающими

свойствами грунтов и усадкой при их высыхании, то глубина развития деформаций связана с глубиной распространения температурно-влажностных изменений в грунте и не превышала 2,0-2,5м. При этом из-за малого угла наклона пласта набухающих глин (10-12) явление деформаций происходило медленно. В результате произошло накопление в отдельных местах ракушки, а в других – неравномерное залегание глин, что привело к образованию в земляном полотне «лож» и «корыт». Для выпуска вод из таких участков ранее были сооружены прорезы, которые сегодня практически не работают.

Усложнилась ситуация и после создания водохранилища вблизи участка насыпи и мостового перехода, вода из которого текла к земляному полотну железной дороги и происходило его интенсивное замачивание.

Подземные воды геологическими выработками встречены на глубине 1,5–9,6м, что соответствует абсолютным отметкам 33,8-34,13м. Водоносный горизонт приурочен к насыпным грунтам ИГЭ 1.1; 5.1; 5.2 и коренным (ракушка с супесью) – ИГЭ-6. Питание водоносного горизонта осуществляется за счет перетока подземных вод, залегающих на левом склоне балки, а также за счет инфильтрации поверхностных вод, попадающих в «карманы» из супеси и ракушки. Разгрузка водоносного горизонта происходит в водоток, омывающий насыпь и небольшие водоемы, образовавшиеся между левым оползневым откосом железнодорожной насыпи и насыпью старой гужевой дороги.

Согласно СНиП 2.03.11-85 (табл.5 и 6) подземные воды при воздействии на бетон марки W4 сильноагрессивные, а согласно п.3.95 «Пособия по проектированию оснований и сооружений» (приложения к СНиП 2.02.01–83) нижняя часть левого склона и тальвег балки является подтопленной территорией. Для частичного перехвата как поверхностных так и подземных вод была сооружена водоотводная канава из бетонных лотков и плиток, которые в последующие годы разрушились. Все это в совокупности повлияло на активизацию оползневого процесса на 65 км железной дороги. Определенную роль в деформациях земляного полотна сыграло изменение русла ручья, который течет по дну балки Аджиэльская. Ниже мостового перехода оно приблизилось к телу оползня, способствуя его размыву.

В настоящее время оползневой процесс захватывает левый склон и левую полку основной площадки от ПК 641+00 до ПК 642+80, т.е. на протяжении 180 м, а между ПК 641+50 и ПК 642+10 – правую полку протяженностью 60 м.

Основная площадка земляного полотна и верхняя часть левого склона насыпи отсыпаны в голове оползня. На ней образуются заколовые трещины с раскрытием до 20 см. Тело оползня захватывает на этом участке весь правый откос насыпи, что подтверждается наклоном в полевую сторону опоры ЛЭП, проходящей по оползню, и заканчивается в пазухе между железнодорожной насыпью гужевой дороги. За счет постоянной подсыпки головной части оползня мощность его тела значительно увеличилась и достигла в отдельных местах 7-9 м. При этом, так как постоянно пригружается головная часть оползня, сползание грунтов не прекращается. Совокупность этих факторов вызывает постоянные деформации земляного полотна железной дороги на протяжении многих лет.

Исследованиями также установлено, что для отсыпки железнодорожной насыпи в период ее строительства применялись желто-серые, серые сланцевые глины, содержащие 2-5 % гипса. В настоящий период, согласно СН449-72 и методическим указаниям, эти грунты отнесены к грунтам особых разновидностей (состояние и свойства которых существенно изменяются под воздействием природных факторов) и соответственно к применению не допускаются.

4.2 Анализ деформаций земляного полотна на опытном участке

Существующая большая железнодорожная насыпь является подходом к мосту через водоток балки Аджиэльская, расположенной на 65 км участка Владиславовка - Керчь на перегоне «станция Пресноводная - станция Чистополье». Первоначально насыпь имела следующую конструкцию: нижняя часть насыпи и контрбанкет слева были отсыпаны из местного грунта, а верхняя часть - из ракушки. В связи с тем, что насыпь на протяжении 180м подхода к мосту была возведена на оползневом косогоре и старом русле

водотока балки, деформации земляного полотна (сползание левого откоса и части основной площадки насыпи, выдавливание биогенных грунтов из-под насыпи) начались сразу. Это подтверждается наличием большой мощности ракушки в левой части насыпи, которыми досыпали основную площадку до проектной отметки.

Основная площадка железнодорожной насыпи имеет значительную ширину 8 - 12м, абсолютные отметки земляного полотна несколько разнятся. При этом левая бровка ниже правой на 10 - 40см. Левый откос насыпи имеет сложное строение, вызванное его сползанием и противодеформационными мероприятиями. Первоначально слева от насыпи был отсыпан контрбанкет, который в результате оползневых процессов сполз в сторону реки.

В настоящее время на откосе имеется несколько террас, образовавшихся в различные периоды интенсификации оползневого процесса. За период наблюдений земляного полотна с 1955г. по 2005г. отмечены его большие деформации. Особенно были заметны в 1955г. деформации оползневого характера левого, по ходу километража, откоса насыпи. При этом происходили значительные осадки, что было связано с наклонным залеганием коренных глин основания насыпи. В 1981г.-1982г наблюдались просадки земляного полотна, которые за декаду в сухую погоду составляли 3÷4 мм, а в дождливую 8мм.

Осадки земляного полотна (1983г.) в сухую погоду достигали 15 мм, а в дождливую – 20 мм в месяц. В апреле 1984г. просадки земляного полотна достигали 10÷15 мм в неделю, в апреле 1987г. – 20 мм в месяц, в апреле 1988г. – 20 мм в месяц.

В марте 1991г. осадки в сухую погоду достигали 20 мм, а в дождливую – 25мм в месяц. В апреле 1994г. осадки составляли – 25мм в неделю, а в октябре 1995г. в дождливую погоду – 30мм.

В апреле 1998г. просадки составляли 3мм в день, в апреле – сентябре 2000г. осадки земляного полотна достигали 6÷8 мм в месяц.

В октябре 2000г. деформации земляного полотна происходили под воздействием грунтовых вод, поступающих с нагорной стороны. При этом происходит переувлажнение грунта, в результате чего в теле насыпи

образуются провалы.

Верхнее строение пути и земляное полотно постоянно находятся в неустойчивом положении в профиле и плане. Осадка пути достигает 30мм в месяц. В апреле 2002г. осадки земляного полотна достигали 7 мм в месяц, а в марте 2004г. – 7 мм за неделю.

Анализ деформаций земляного полотна за период с 1955г. по 2005г. показал, что интенсивность их нарастания составила: в 1984 г. – 60 мм/месяц; в 1994 г. – 120 мм/месяц; в 2004 г. – 28 мм/месяц.

Как следует из представленного анализа, величины деформаций отличаются большими значениями. В настоящее время деформации земполотна продолжаются. Это обусловлено повышением уровня грунтовых вод, большой высотой насыпи и, по-видимому, явлением виброползучести за счет динамического воздействия проходящих как пассажирских, так и грузовых поездов.

С 10 июля по 1 августа 2004г. на участке было выгружено 36 думпкаров щебня и отсева, в результате было достигнуто существенное снижение осадок земляного полотна: в октябре 2004г. – 1,5мм за неделю, в апрель 2005г. – 0,9мм за неделю, в сентябре 2005г. – 0,8мм за неделю. В последующие годы до настоящего времени деформации земляного полотна менее 0,8мм в неделю продолжались.

4.3 Разработка проектной документации для внедрения на 65 км линии Владиславовка – Керчь Приднепровской железной дороги способа армирования земляного полотна

Результаты выполненных исследований были частично реализованы при разработке рабочего проекта противодеформационных мероприятий на 65 км линии Владиславовка - Керчь Приднепровской железной дороги [178].

На основании выполненных инженерно-геологических изысканий, а также ознакомления с результатами наблюдений за деформациями земляного полотна было установлено, что основными причинами деформаций земляного

полотна на площадке 65 км являются следующие:

- первоначальное возведение железнодорожной насыпи на участке действующего активного оползня и старого русла водотока балки Аджизельская;
- использование для отсыпки нижней части насыпи земляного полотна набухающих, сильнонабухающих и биогенных грунтов;
- близость насыпи от отводящего русла водотока;
- недостаточное по эффективности сооружение водоотводных устройств по перехвату поверхностных и подземных вод;
- преждевременный выход из строя дренажных галерей по причине их заиливания;
- прекращение работы дренажных прорезей по причине их ненадлежащей эксплуатации;
- увеличение мощности ракушечного «клина» и, как результат, перегрузка головной части оползня за счет постоянной досыпки ракушки до проектных отметок верхнего строения пути;
- образование в земляном полотне «лож» и «корыт»;
- постоянное выдавливание из-под ракушечного «клина» сильнонабухающих глин текучей консистенции;
- образование водоема в кармане между контрбанкетом и старой гужевой дорогой с уровнем воды в нем на 0,4 - 0,5 м выше уровня подземных вод.

Для стабилизации деформационных процессов на площадке 65 км разработаны варианты противодеформационных мероприятий, включающие устройство систематического дренажа с заменой грунтов основания и тела насыпи на участке ПК641+00 – ПК642+65 дренирующим грунтом и армированием их геосинтетическими материалами.

В процессе выполнения исследовательских работ и предпроектных проработок были предложены варианты армирования песчаной подушки и тела насыпи геотекстилем Fortrac и Stablenka , представленные на рис.(4.1- 4.3).

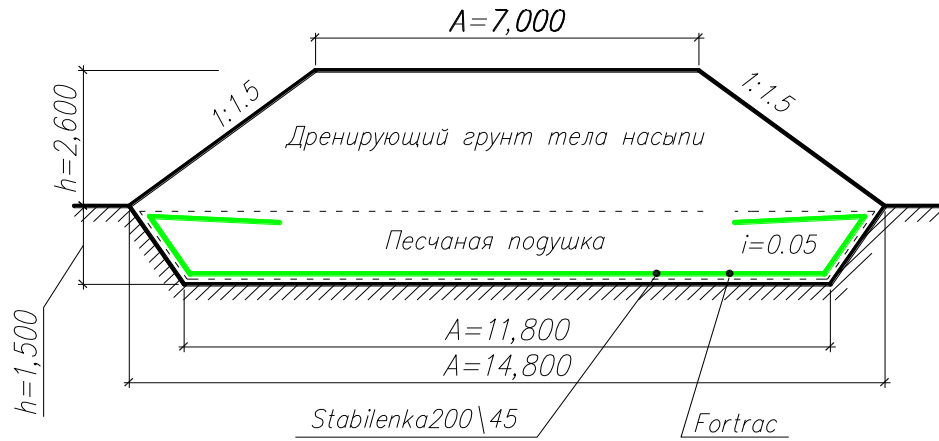


Рис.4.1. Конструкции армированной геотекстилем насыпи земляного полотна одной геотекстильной прокладкой в песчаной подушке

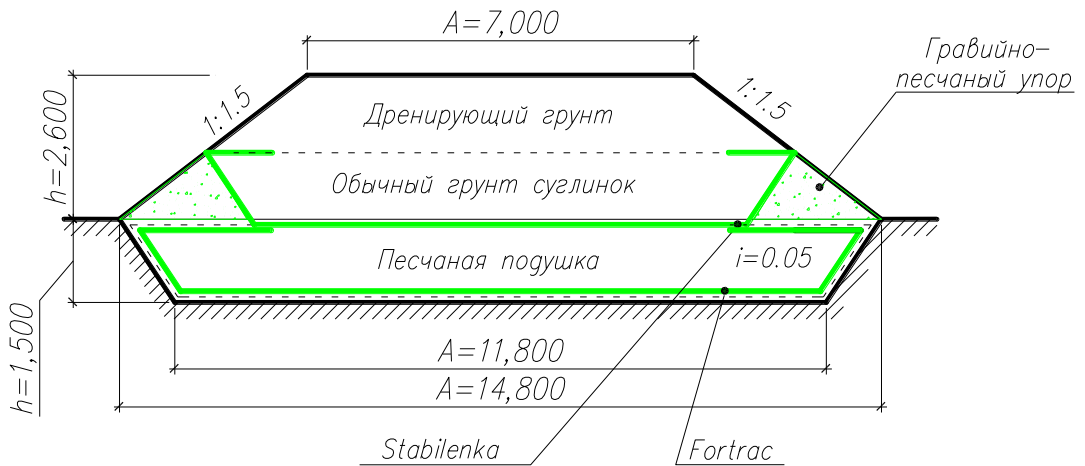


Рис.4.2. Конструкции армированной геотекстилем насыпи земляного полотна двумя геотекстильными упрочняющими прокладками, гравийно-песчаным упором и песчаной подушкой

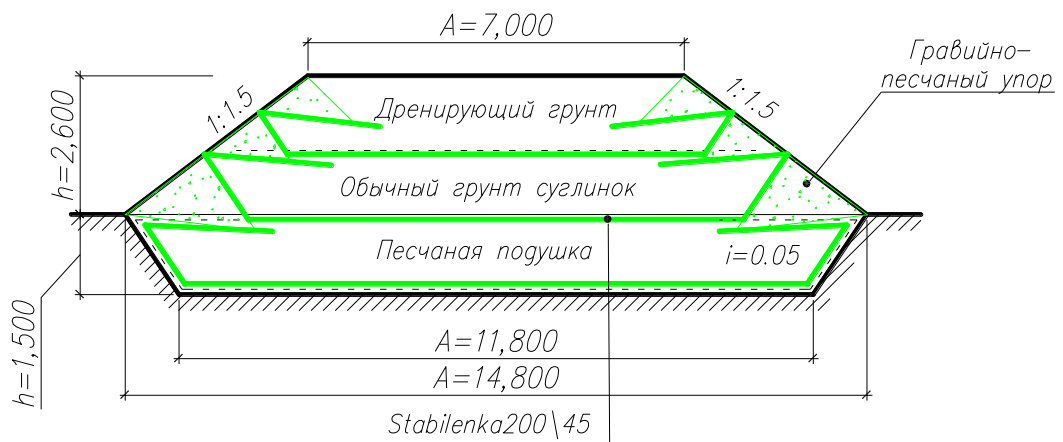


Рис.4.3. Конструкции армированной геотекстилем насыпи земляного полотна тремя геотекстильными укрепляющими прокладками и гравийно-песчаным упором;

4.4 Технические требования к геотекстильным материалам и область их применения

Работы по усилению основной площадки и самого полотна обычно выполняются при капитальном ремонте пути.

При этом, внедрение в путевом хозяйстве железных дорог нового поколения щебеночно-очистных машин, выполняющих глубокую очистку балласта, позволяет выполнять работы по усилению основной площадки во время их работы без снятия путевой решетки. При капитальном ремонте земляного полотна производится не только очистка пути от балласта, но и снятие рельсошпальной решетки. В таких условиях в обоих вариантах наиболее эффективными в виде защитных слоев становятся покрытия из геотекстиля, имеющего небольшую толщину. Главными фундаментальными требованиями к применяемому геотекстилю являются следующие:

- высокое энергопоглощение;
- высокий начальный модуль деформации;
- высокое относительное удлинение (не менее 50%);
- способность к долговременной фильтрации;
- исключительная однородность.

Для оценки эксплуатационных свойств геотекстиля при использовании его для усиления железнодорожного пути должны проводиться испытания для определения следующих показателей:

- поверхностная плотность материала;
- разрывная нагрузка;
- относительное удлинение при разрыве;
- прочность при продавливании шариком;
- коэффициент фильтрации через материал;
- действующий диаметр пор.

Поверхностной плотностью называется масса образца материала, имеющего площадь поверхности 1 м^2 .

В процессе испытаний по определению разрывной нагрузки и удлинения

при разрыве используют разрывную машину и строят кривую «нагрузка–удлинение». За результат испытаний принимают среднее арифметическое результатов всех опытов по определению разрывной нагрузки в Н и удлинения геотекстиля по длине и ширине отдельно в мм. Прочность определяется штампом с помощью шарика диаметром 50мм, что наиболее близко имитирует условия работы геотекстиля в контакте с щебнем.

Методика определения коэффициента фильтрации через материал геотекстиля основывается на использовании прибора Дарси, применяемого в лабораторных исследованиях в грунтоведении.

Определение эффективного диаметра пор для геотекстиля во влажном состоянии, обосновывают конструктивные особенности, а также механико-экономическую оценку их применения. Выбранный геотекстильный материал необходимо испытывать и установить его характеристики в соответствии с техническими требованиями по типу материала.

Расчетные характеристики геотекстильных материалов должны приниматься с учетом их снижения за установленный период службы, в том числе за счет их строения либо повреждения в период укладки и эксплуатации, а также климатических и биологических влияний. При проектировании и расчете конструкций с применением геотекстильных материалов необходимо учитывать категорию железной дороги и класс пути. Нагрузки на конструкции с геотекстильными материалами должны назначаться с учетом коэффициента возможной перегрузки. При этом, нагрузки от подвижного состава необходимо принимать с учетом перспективных условий эксплуатации железной дороги.

Для оздоровления земляного полотна с помощью геотекстильных материалов устанавливаются нормативными документами, их основные характеристики приведены в табл. 4.1. Перед использованием геотекстильных материалов проводят выборочную проверку соответствия характеристик нормативным требованиям. В случае несоответствия характеристик условиям использования, геотекстильные материалы применять запрещается. Геотекстильные материалы должны сберегаться в условиях, которые регламентируются нормативными документами и инструкциями.

Таблица 4.1. Технические характеристики геотекстильных материалов

Показатель	Единица измерения	Величина
Удельная масса	г/м ²	1,30
Прочность на растяжение	кН/м	10,20
Одноосное удлинение при разрыве	%	11,30
Прочность при продавливании шариком	кН	>2,5
Коэффициент фильтрации	м/с	>10 ⁻⁴
Диаметр пор	мкм	≤80
Не должен поддаваться действию	Кислот, бактерий щелочей	
Выдерживать действие прямого луча солнца без снижения	На протяжении месяца	

4.5 Определение физико-механических характеристик отработанного щебня балластного слоя

Увеличение объемов работ по ремонту и реконструкции земляного полотна железных дорог Украины, в том числе и при переходе на скоростное движение, требует решения такой актуальной задачи, как укрепление земляного полотна с использованием отработанного щебеночного балластного слоя. Такой щебень получается при ремонте пути с использованием машин глубокой очистки.

При установлении его соответствующих физико-механических характеристик возможно повторное применение, в том числе для укрепляющего слоя совместно с геотекстилем. Такое его использование даст возможность существенно усилить земляное полотно и сэкономить средства за счет повторного применения. Вместе с тем задача повторного применения требует научного обоснования, т.к. загрязненный щебень является щебеночно-грунтовой смесью, которая имеет отличные от чистого щебня деформационные

характеристики. Поэтому научные исследования должны основываться на определении физико-механических характеристик смеси с целью установления возможности ее повторного использования в качестве упрочняющего слоя вместе с геотекстилем. Для определения физико-механических характеристик отработанного щебня были отобраны пробы с разных участков Львовской, Приднепровской и Донецкой железных дорог.

Размер проб определялся на основе [168] и [169] массой 80-120 кг с отбором отдельных порций по 10 – 12кг в разных местах складирования отработанного щебня.

При исследованиях были определены насыпная плотность и пустотность, фракционный состав и степень неоднородности, влажность и модуль деформации отработанного щебня, как основные характеристики, которые нужны для установления его противодеформационной способности противостоять нагружению реконструируемого земляного полотна. Как показали результаты испытаний насыпная плотность щебеночно-грунтовой смеси изменяется от 1,71 до 1,76 г/см³, а коэффициент пористости от 0,43 до 0,55. На основании выполненных исследований был сделан вывод, что отработанная щебеночно-грунтовая смесь может быть отнесена к плотным грунтам.

В результате исследования фракционного состава смеси было установлено, что отработанная щебеночно-грунтовая смесь (ЩГС) относится к крупнообломочным грунтам неоднородной структуры с коэффициентом неоднородности от 45,31 до 96,30, что существенно больше 3. На основании выполненных исследований влажности смесей определено, что она имеет малые величины и составляет от 1,55% до 3,42%.

Были выполнены также компрессионные испытания щебеночно-грунтовых смесей, результаты которых обычно используются для расчета осадок сооружений, в том числе и железнодорожного земляного полотна.

По результатам компрессионных испытаний были построены зависимости $\varepsilon = f(\sigma)$ и определены модули деформации для грунто-щебеночных смесей для различных дорог. Так для проб смеси, отобранных на Донецкой дороге, он составил 140÷170 МПа, для Львовской – 92÷138 МПа, а

для Приднепровской – 178÷230 МПа. Так как для глинистых грунтов (чаще всего суглинок), из которых состоит земляное полотно, модуль деформации составляет 30–35 МПа (для скоростных трасс зарубежных железных дорог – не меньше 50 МПа), можно сделать вывод, что щебеночно-грунтовая смесь из отработанного щебня может быть существенной заменой суглинка, в том числе и в качестве укрепляющего слоя.

На основе выполненных исследований была предложена в проектные проработки конструкция земляного полотна, усиленного с помощью геотекстиля с загнутыми краями, внутри которого размещается отработанная щебеночно-грунтовая смесь (Рис.4.4).

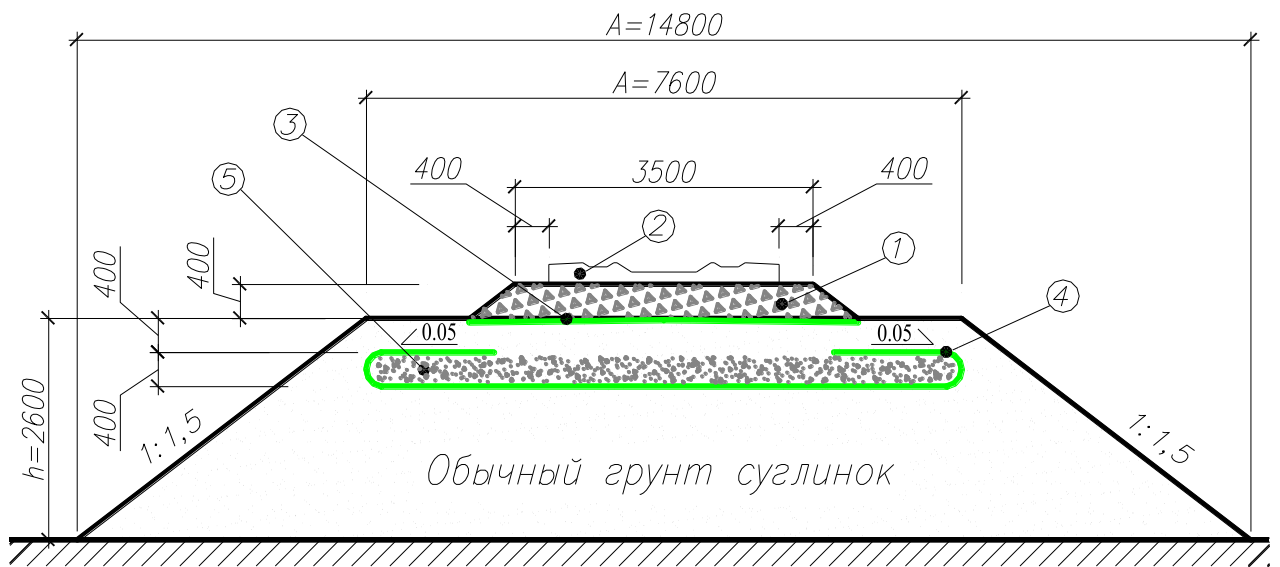


Рис.4.4. Способ укрепления железнодорожного земляного полотна:

1– балластный слой; 2– шпала; 3– геотекстиль под балластным слоем; 4– укрепляющий слой геотекстиля с завернутыми краями; 5– щебеночно-грунтовая смесь.

4.6 Технология строительства модернизированного земляного полотна железнодорожного пути

В настоящее время на железных дорогах Украины эксплуатируются участки земляного полотна с его деформациями и повреждениями, вызванными различными причинами. Поскольку государственные строительные нормы в Украине по земляному полотну требуют ограничения не только остаточных, но

даже и упругих осадок до 2 мм для линий II-III категории, то по этой причине действуют постоянные уменьшения скорости движения поездов до 15–40 км/ч, вследствие него резко снижается пропускная способность линий. Поэтому стабилизация эксплуатируемых насыпей является актуальной задачей, особенно для линий, реконструируемых под скоростное движение. Для ее решения необходимо как дальнейшее совершенствование существующих методов расчета для проектирования мероприятий по стабилизации эксплуатируемых насыпей, так и разработка новых способов, которые ограничивают увеличение их остаточных и упругих осадок.

На основе выполненных исследований была предложена в проектные проработки конструкция земляного полотна, усиленного с помощью геотекстиля с загнутыми краями, внутри которого размещается отработанная щебеночно-грунтовая смесь (Рис 4.4).

4.6.1 Технологическая карта производства работ

Технология производства разработана для возведения земляного полотна с применением геотекстильного (нетканого синтетического) материала Stabilenka и малодеформируемого слоя из щебеночно-грунтовой смеси (ЩГС). Производство работ по возведению земляного полотна предусмотрено осуществлять в летний период. Работы производят на захватках длиной 250 м. При этом производится остановка движения поездов. Геометрические размеры земляного полотна приняты по ДБН В. 2. 3-19-2008 «Споруди транспорту залізниці колії 1520 мм».

Настоящая технологическая карта разработана для возведения земляного полотна с насыпью высотой 2,60 м и шириной поверху 7 м. Нижняя часть насыпи отсыпается из суглинка. На высоте 1,80 м устраивают прослойку толщиной 40см из геотекстиля Stabilenka и малодеформируемого слоя из щебеночно-грунтовой смеси (ЩГС). Между балластным слоем и основной площадкой устраивают разделяющую прослойку из геотекстильного материала на всю ширину балластного слоя, которая исключает вдавливание щебня в

суглинок и предназначена для дренажа. В данной технологической карте предусмотрена ручная раскатка геотекстильного материала.

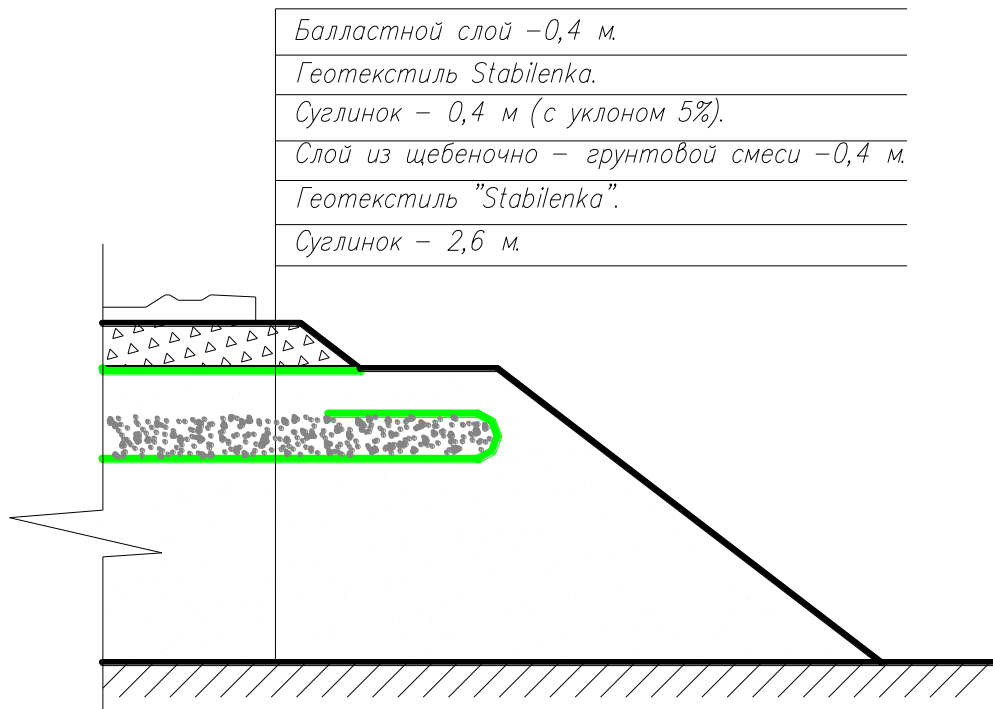


Рис.4.5. Поперечный профиль модернизированного земляного полотна железнодорожного пути

Для устройства прослойки из геотекстиля и малодеформируемого слоя из щебеночно-грунтовой смеси (ЩГС) к применяемой обычно технологии дополнительно вводятся операции (рис. 4.6):

- снятие слоя суглинка на глубину 0,8 м по длине заходки;
- транспортировка, распределение по участку рулонов, их укладка и при необходимости соединение;
- завоз ЩГС автомобилями-самосвалами;
- отсыпка на геотекстиль щебеночно-грунтовой смеси и загибание его концов;
- отсыпка на укрепляющую конструкцию вышележащего слоя грунта, его распределение и уплотнение;
- укладка геотекстиля и балластного слоя над ним.

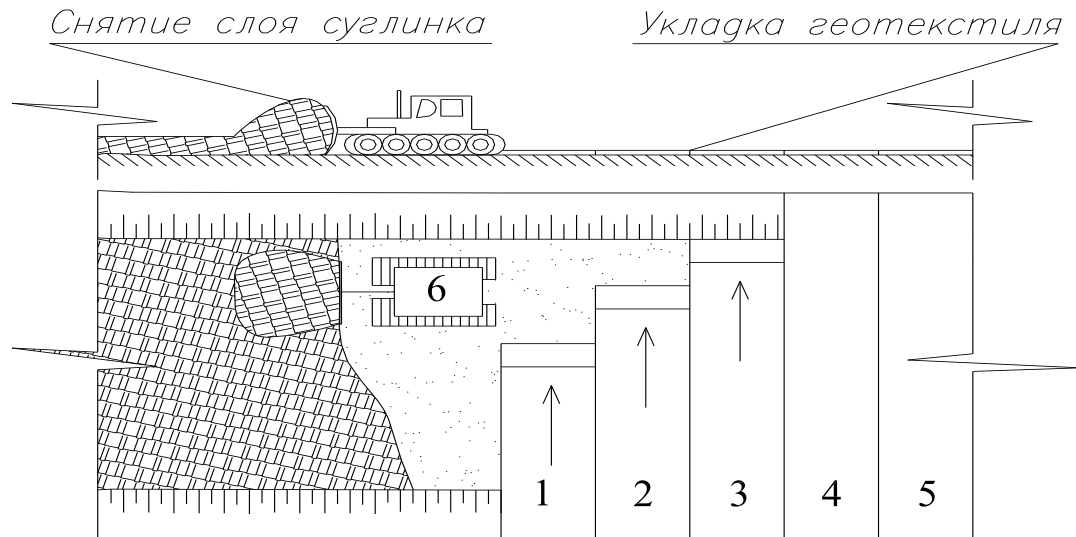


Рис.4.6. Технологическая схема устройства прослойки из геотекстиля Stablenka в один слой: 1 - 5 - полосы полотна геотекстиля перпендикулярно оси дороги; 6 - бульдозер.

После устройства нижней части насыпи из суглинка устраивают прослойки из геотекстильного материала Stablenka. После его укладки устраивают отсыпку на геотекстиль малодеформируемого слоя из ЩГС толщиной 40см, его распределение и уплотнение. Разравнивание отсыпаемой щебеночно-грунтовой смеси выполняют продольными проходами бульдозера, начиная от бровки земляного полотна с постепенным перемещением к оси и с перекрытием предыдущего следа на 40 см. Грубую планировку щебеночно-грунтовой смеси бульдозер выполняет за один-два прохода по одному следу (рис. 4.7).

Уложенная прослойка должна быть засыпана грунтом. Окончательно бульдозер планирует поверхность с приданием поперечного уклона 5% от оси к бровке земляного полотна. Одновременно с разравниванием происходит уплотнение (обжатие) суглинка гусеницами и отвалом бульдозера при движении задним ходом. Количество проходов по одному следу диктуется созданием однородной поверхности суглинки (рис. 4.8).

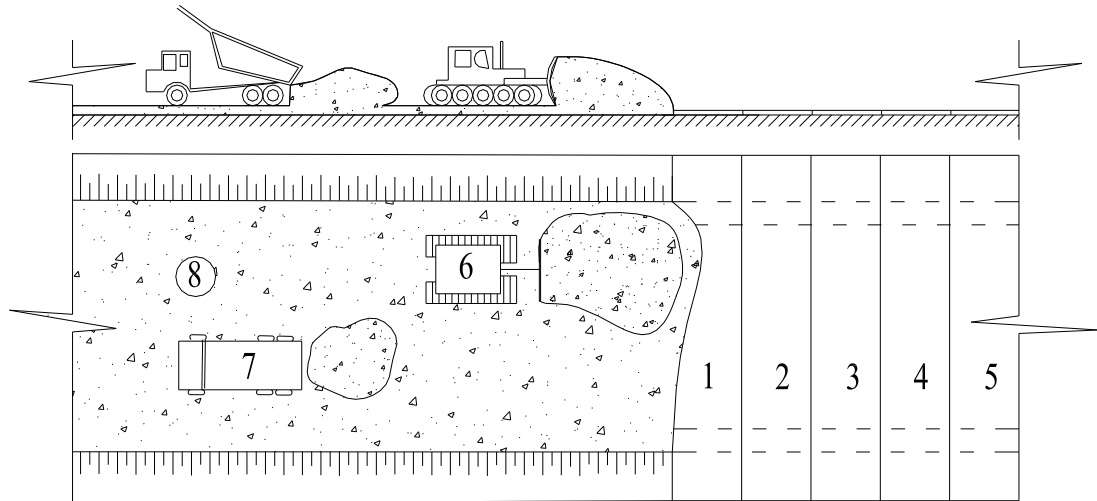


Рис.4.7. Технологическая схема устройства прослойки из щебеночно-грунтовой смеси (ЩГС): 6 - бульдозер; 7 - автомобиль-самосвал; 8 – щебеночно-грунтовая смесь (ЩГС).

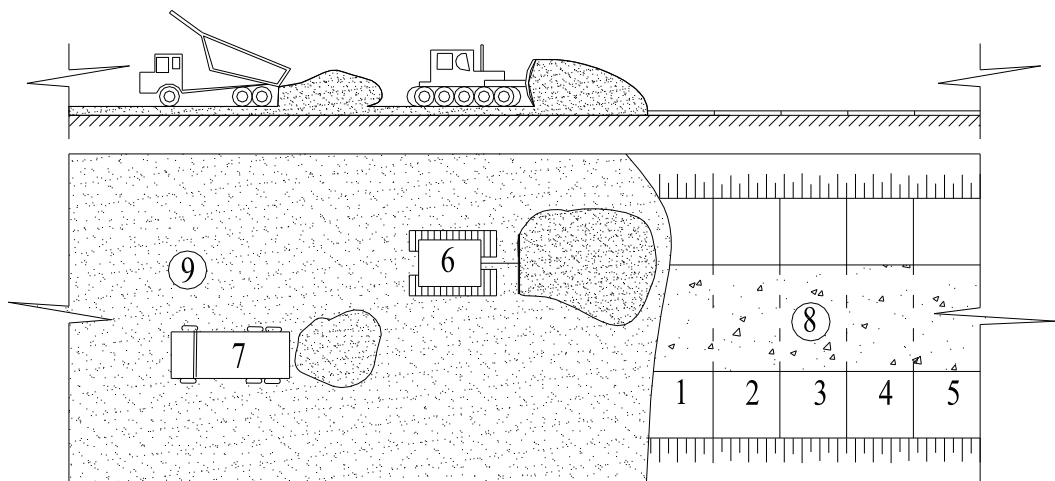


Рис.4.8. Технологическая схема формирования верхнего покрытия прослойки (силовая обойма): 1 - 5 - полосы полотна геотекстиля перпендикулярно оси дороги; 6 - бульдозер; 7 - автомобиль-самосвал; 8- щебеночно-грунтовая смесь; 9- слой грунта

После устройства прослоек из геотекстиля и малодеформируемого слоя из ЩГС, выполняют прослойку из геотекстиля, укладываемого под балласт, которая исключает вдавливание щебня в суглинки и служит для дренажа.

Общая технологическая схема стабилизации земляного полотна представлена на рис. 4.9.

Рулоны геотекстиля транспортируют к месту производства работ непосредственно перед укладкой и распределяют по ширине участка работ через расстояние, соответствующее длине полотна в рулоне. Если доступ к стройплощадке затруднен, должны быть предприняты специальные меры по организации на период строительства временных подъездных путей. В удобном месте, близко к объекту проведения работ, должны быть устроены рабочая площадка и площадка складирования, на которых осуществляются хранение и подготовка (при необходимости) геотекстиля к укладке.

Резку геотекстиля на полотна необходимой длины и их укладку производить в соответствии со схемой укладки, принятой проектными решениями для размещения в земляном полотне.

Раскатку рулонов и геотекстиля полотен в земляном полотне выполнять вручную звеном из четырех дорожных рабочих. Полотна укладывают с перекрытием (внахлестку) по проекту, но не менее 30 см. Крепление полотен геотекстиля определяется при проектировании конкретных конструкций. В случаях больших ветровых нагрузок необходимы анкера для их крепления, которые изготавливаются на месте из металлической проволоки в виде П-образных скоб. Крепление производят с периодическим разравниванием полотна с небольшим продольным его натяжением через 10-15 м анкер-стержнями диаметром 3-5 мм, длиной 15-20 см с отогнутым верхним и заостренными нижними концами.

При засыпке ЩГС ее укладывают на геотекстиль в продольном направлении относительно оси насыпи.

Перед отсыпкой грунта сверху на защитный слой из геотекстиля и ЩГС проверяют качество уложенной прослойки путем визуального осмотра и фиксации сплошности, величины перекрытия, качества стыковки полотен. По результатам осмотра составляют акт на скрытые работы, где приводят результаты осмотра, данные о поставщике и характеристики геотекстиля "Stabilenka", указанные в паспорте на партию или на этикетках рулонов.

Отсыпку грунта непосредственно на геотекстиль в тело насыпи ведут «от себя» «отдельными кучами». Разравнивание производят бульдозером

«вполуприжим» с последовательной срезкой и надвижкой его не менее чем за три прохода.

Заезд занятых на строительстве машин на открытое полотно геотекстиля не допускается.

Толщина отсыпаемого слоя должна быть не менее 40 см.

Слой грунта уплотняют сначала легким катком на пневматических шинах ДУ-31А за 5 проходов по одному следу, а затем окончательно катком на пневматических шинах Д-29 за 8 проходов по одному следу.

После формирования верхнего слоя грунта (суглинок) до основной площадки укладывают на нее геотекстиль в последовательности, указанной ранее и засыпают балластным слоем.

Для сравнения затрат времени на различные технологические регламенты были построены графики выполнения работ строительства модернизированного земляного полотна железнодорожного пути по проектному и предложенному вариантам, представленные в табл. 4.2 - 4.3.

При этом в проектном варианте было предусмотрено (рис.4.1) усиление с помощью одной геотекстильной прокладки в песчаной подушке, а в предложенном, – (рис.4.4) усиление с помощью геотекстиля с загнутыми краями, внутри которого размещается отработанная щебеночно-грунтовая смесь.

Графики выполнения работ по строительству модернизированного земляного полотна железнодорожного пути по проектному и предложенному вариантам представлены в (табл.4.2 и 4.3).

Как следует из анализа представленных вариантов технологических регламентов, затраты времени при реализации предложенного варианта сокращаются до 39,73ч., а по сравнению с проектным, равным 117,35ч, т.е. практически в 2,95 раза.

Таким образом, предложенный вариант усиления земляного полотна является более эффективным по затратам времени и его экономическим показателям. Графики выполнения работ, рассчитанные по программе АВК-5.

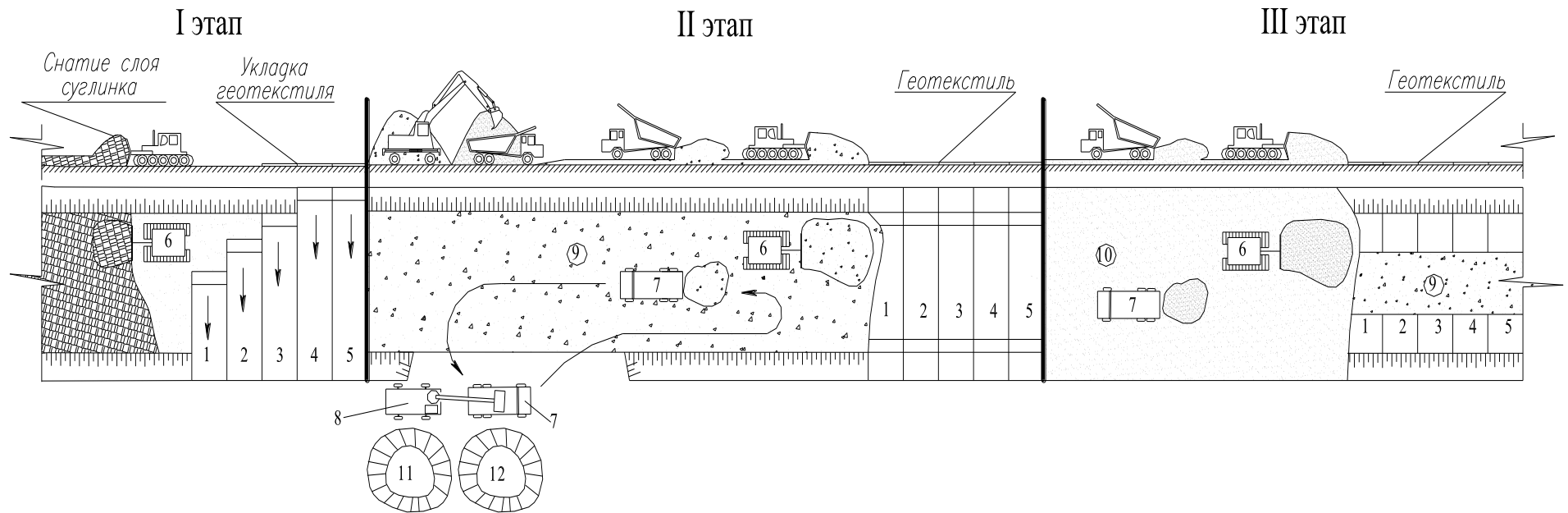


Рис.4.9. Технологическая схема стабилизации земляного полотна:

I этап – снятие слоя суглинка бульдозером и укладка геотекстиля;

II этап – погрузка ЩГС в автосамосвалы экскаватором и его укладка бульдозером;

III этап – доставка суглинка автосамосвалами и его укладка бульдозером на щебеночно-грунтовой слое с геотекстилем;

1 - 5 – укладка полотна геотекстиля перпендикулярно оси дороги; 6 – бульдозер; 7 – автосамосвал; 8 – экскаватор,

9 – отсыпанный слой щебеночно-грунтовой смеси; 10 – слой грунта; 11– временный склад щебеночно-грунтовой смеси;

12 – склад суглинка.

Таблица 4.2. График выполнения работ по строительству модернизированного земляного полотна железнодорожного пути по предложенному варианту

№ п/п	Наименование работ	Состав звена	Единица измерения	Объем работ		Трудо-емкость, чел.-ч	Количество/чел.	Продолжительность работ, ч	Сутки /смены										
				На единицу	На объем				1		2		3		4				
									I	II	I	II	I	II	I	II			
1	Снятие слоя суглинка на глубину 0,8 м по длине заходки	Машинист бульдозера 6 разр. - 1	100 м ³	16,4	0,66	10,82	1	10,82											
2	Очистка карьера, разработка суглинистого грунта экскаватором с ковшом емкостью 1,6м ³ и погрузкой его в автомобилю-самосвалы	Машинист экскаватора 6 разр. - 1 помощник машиниста 5 разр.- 1	100м ³	16,4	1,05	17,22	2	8,61											
3	Раскатка рулонов геотекстиля внахлест с выставлением вешек, контролем ровности раскатки	Дорожные рабочие: 3разр. - 1 2разр. - 3	100м ²	9,7	1,25	12,12	4	3,03											
4	Транспортирование ЩГС автомобилями-самосвалами КрАЗ-266Б грузоподъемностью 12 т на расстояние до 250 м	Водитель автомобиля-самосвала 3кл,- 1	100м ³	7,0	0,67	4,69	1	4,69											
5	Планировка верхней части насыпи из ЩГС бульдозером; за три прохода по одному следу	Машинист бульдозера бразр.- 1	1000м ²	1,75	0,9	1,57	1	1,57											
6	Транспортирование суглинка автомобилями-самосвалами КрАЗ-266Б грузоподъемностью 12 т на расстояние до 250 м	Водитель автомобиля-самосвала 3кл,- 1	100 м ³	7,4	0,67	4,95	1	4,95											
7	Планировка верхней части насыпи из суглинка бульдозером; за три прохода по одному следу	Машинист бульдозера бразр.- 1	1000м ²	1,75	0,43	0,59	1	0,59											
8	Уплотнение верхней части насыпи из суглинка катком на пневмомашинах за 12 проходов по одному следу	Машинист катка бразр.- 1	100 м ³	7,4	0,74	5,47	1	5,47											
Итого								39,73 ч.											

Таблица 4.3. График выполнения работ строительства модернизированного земляного полотна железнодорожного пути по проектному варианту

№ п/п	Наименование работ	Состав звена	Единица измерения	Объем работ		Трудо-емкость, чел.-ч	Количество/чел.	Продолжительность работ, ч	Сутки /смены											
				На единицу	На объем				1		2		3		4		5		6	
									I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
1	Вырезка котлована на глубину 1,5 м	Машинист Бульдозера бразр. - 1	100 м ³	94,88	0,66	32,92	1	32,92												
2	Очистка карьера, разработка суглинистого грунта экскаватором с ковшом емкостью 1,6м3 и погрузкой его в автомобили-самосвалы	Машинист экскаватора бразр. - 1 помощник машиниста 5разр. - 1	100м ³	49,88	1,05	52,37	2	26,18												
3	Раскатка рулонов геотекстиля внахлест с выставлением вешек, контролем ровности раскатки	Дорожные рабочие: 3разр. - 1 2разр. - 3	100м ²	44,5	1,25	55,62	4	13,90												
4	Транспортирование песка автомобилями-самосвалами КраЗ-266Б грузоподъемностью 12 т	Водитель автомобиля - самосвала 3кл,- 1	100м ³	49,88	1,02	50,87	4	12,71												
5	Планировка песчаной подушки бульдозером; за три прохода по одному следу	Машинист бульдозера бразр. - 1	1000м ²	49,88	0,22	10,97	1	10,97												
6	Транспортирование дренирующего грунта автомобилями-самосвалами КраЗ-266Б грузоподъемностью 12 т на расстояние до 0,5 км	Водитель автомобиля - самосвала 0,5кл,- 1	100 м ³	70,85	0,67	47,46	6	7,91												
7	Планировка верхней части насыпи из суглинка бульдозером; за три прохода по одному следу	Машинист бульдозера бразр.- 1	1000м ²	7,05	0,43	3,03	1	3,03												
8	Уплотнение верхней части насыпи из дренирующего грунта катком на пневмомашинах за 12 проходов по одному следу	Машинист катка бразр. - 1	100 м ³	3,33	0,73	9,730	1	9,73												
Итого								117,35ч.												

4.7 Расчет экономической эффективности применения методов усиления земляного полотна

Эффективность противодеформационных мер, в общем случае, весьма высока. Так, в рассмотренном примере [170] ущерб дорог из-за неустойчивого участка только в части текущих расходов в ценах 1997 года составил 550 млн. руб., а с учетом затрат других отраслей транспорта – 2458 млн.руб. Своевременное выполнение работ по стабилизации земляного полотна позволит избежать указанных затрат, что крайне важно при высоком уровне износа элементов верхнего строения пути, достигшем за год около 28% балансовой стоимости.

Уже несколько десятков лет на железных дорогах Украины и России общепринятым методом усиления верхней части земляного полотна и защиты его от деформаций является устройство подбалластных песчано-гравийных подушек. Замена слабых грунтов зоны основной площадки производится на глубину, при которой напряжения от поездной нагрузки не превосходят допустимых, примерно 1,4 м от верха шпалы [181]. При этом глубина вырезки может превышать указанную величину при условии наличия на участке балластных корыт. В этом случае замена грунта основной площадки производится ниже дна корыт не менее чем на 0,1 м [138].

Следует отметить, что, несмотря на факт повышения несущей способности земляного полотна при замене грунта под балластной призмой, недостатками данного метода являются следующие: высокий уровень трудоемкости и капиталоемкости, и потребность в высококачественном дренирующем материале. Тем не менее, этот метод в сочетании с использованием гидроизоляционных покрытий (геотекстиля) остается преобладающим и поэтому принимается за основу (базисным) для определения сравнительной эффективности армирования основной площадки земляного полотна геоматериалами.

В соответствии с [171] для слабых грунтов земляного полотна

скоростных магистралей с упругой осадкой на уровне основной площадки свыше 3 мм требуется производить усиление подбалластного основания.

По методике ВНИИЖТа [152] проектирование рабочей зоны верхней части земляного полотна и защитного песчано-гравийного слоя на расчетную глубину осуществляется по условию:

$$E_0 > E_p, \quad (4.1)$$

где E_0 - обобщенный по рабочей зоне модуль деформации многослойного подшпального основания, определяемый по значениям модуля деформации выделенных слоев грунта;

E_p - определяется по условию не превышения нормированной осадки под расчетной нагрузкой на ось 30 тс. Упругая осадка рельса меряется нагрузочными устройствами непрерывно вдоль пути при его движении [172].

Многолетние исследования и опытно-производственные работы на железных дорогах мира показали эффективность применения метода усиления земляного полотна путем армирования геоматериалами. В частности, укладка слоев геоматериала может производиться при глубокой очистке щебня в ходе усиленного капитального ремонта пути без снижения темпа производства работ и практически без увеличения трудозатрат.

Целесообразность внедрения того или иного метода усиления земляного полотна, согласно [173] основывается на данных о соотношении

$$\mathcal{E}_{кр} = \sum_1^t (P_i - Z_i) \lambda_t, \quad (4.2)$$

дополнительных затрат железных дорог, обусловленных дефектами и деформациями земляного полотна, и затрат на осуществление противодеформационных мероприятий по каждому объекту железнодорожного пути в пределах одного класса.

Где $\mathcal{E}_{кр}$ - эффективность использования средств, выделенных на капитальный ремонт;

P_i - дополнительные затраты железных дорог, исключаемые в результате устранения i -го деформирующегося объекта земляного полотна;

Z_i - затраты на осуществление противодеформационных мероприятий i -го объекта земляного полотна;

λ_i - коэффициент приведения издержек по времени.

Под полезным результатом при этом понимается снижение или сведение к нулю дополнительных затрат (P_i), т.е. сокращение текущих затрат E_i и капитальных вложений (K_i), связанных с работой подвижного состава во всех видах движения, и текущих расходов на содержание верхнего строения пути в связи с улучшением состояния земляного полотна $E_{ЗП}$.

$$P_i = E_i + E_{ЗП} + K_i, \quad (4.3)$$

Специалисты Министерства путей сообщения (МПС) в России [176] отмечают, что практически ни одно из предупреждений в графике движения поездов не приводит к его заметному нарушению из-за значительных заложенных в нем резервов. Анализ изменения E_i и K_i , проведенный на основе исследований, выполненных рядом дорожных лабораторий пути, показал, что заложенное в график перегонное время хода во всех случаях оказалось больше, чем требуемое по тяговым расчетам плюс потери от действия предупреждений. Следовательно, вышеприведенные величины не вводятся в дальнейший расчет. Вместе с тем возникают трудности по определению сокращения расходов на содержание земляного полотна $E_{ЗП}$, связанных с наличием его деформирующихся участков, которые выражаются формулой:

$$E_{ЗП} = I_{ЗП}^Д - I_{ЗП}^{СТ}, \text{ грн.}, \quad (4.4)$$

где $I_{ЗП}^Д$ - эксплуатационные расходы на содержание верхнего строения пути в связи с ремонтом балластной призмы на деформирующихся участках пути; $I_{ЗП}^{СТ}$ - то же на стабильном участке.

Укрепление основной площадки и земляного полотна геоматериалами является сравнительно новым методом, поэтому отсутствуют какие-либо подтвержденные данные о сроке службы армирующих слоев геоматериала и об изменении затрат на текущее содержание земляного полотна, связанных с улучшением его состояния. Хотя по сведениям фирм-производителей геоматериалов срок их службы достигает 100–120 лет. На данном этапе достоверное определение экономического эффекта, который получается за счет

уменьшения затрат на текущее содержание пути практически не может быть выполнено.

В результате оценка эффективности метода усиления основной площадки земляного полотна геоматериалами сводится к сравнению средств, выделенных на его капитальный ремонт в первом и базисном вариантах.

Затраты на усиление земляного полотна железных дорог ($Z_{ЗП}$), определяются по формуле:

$$E_{ЗП} = Z_{ПР} + Z_P + Z_K, \text{ грн.}, \quad (4.5)$$

где $Z_{ПР}$ - затраты на разработку проекта усиления рассматриваемого участка земляного полотна;

Z_P - стоимость работ по усилению этого участка;

Z_K - затраты на контроль качества выполненных работ.

Затраты на разработку проекта усиления участка земляного полотна ($Z_{ПР}$) складываются из затрат на обследование деформирующегося участка $Z_{ОБС}$, необходимого для определения его состояния, на проведение лабораторных исследований $Z_{ЛАБ}$, на составление проекта усиления участка земляного полотна ($Z_{СП}$):

$$Z_{ПР} = Z_{ОБС} + Z_{ЛАБ} + Z_{СП}, \text{ грн.}, \quad (4.6)$$

В нашем случае будем считать, что затраты $Z_{ПР}$ и Z_K для обоих вариантов одинаковы и поэтому сравнение методов усиления сводится к определению $Z_{ПР}$.

Стоимость работ по усилению земляного полотна ($Z_{ПР}$), определяется по стандартной методике расчета цены строительно-монтажных работ:

$$Z_{ПР} = П_З(1 + K_{НР})(1 + K_{ФН}) + E_H, \text{ грн.}, \quad (4.7)$$

где $П_З$ - прямые затраты;

$K_{НР}$ - коэффициент, учитывающий накладные расходы в доле к прямым;

$K_{ФН}$ - коэффициент, учитывающий отчисления в фонд накопления;

E_H - расходы, дополнительно возникающие в связи со снижением скоростей движения поездов во время проведения ремонтных работ (в расчетах не участвуют).

Для определения себестоимости единицы продукции используются следующие нормативные документы: [175], [176], [177], [179], [180].

4.7.1 Экономическая эффективность и трудовые показатели способов усиления земляного полотна железнодорожного пути

Определение экономической эффективности мероприятий по усилению земляного полотна геоматериалами выполнено на примере участка земляного полотна, представленного насыпью высотой 2 м, сложенной глинистым грунтом, с земляным полотном, усиленным геотекстилем *Stabilenka*.

Таблица 4.4. Сравнение методов усиления земляного полотна железнодорожного пути протяженностью 250м по себестоимости и затратам труда

Статьи расходов	Методы усиления земляного полотна железнодорожного пути	
	Усиление земляного полотна геотекстилем с песчаной подушкой и дренирующим грунтом тела насыпи	Усиление земляного полотна геотекстилем с щебеночно-грунтовой смесью
1. Прямые затраты по реконструкции верхнего строения пути (ВСП), грн.	418185 грн.	418185 грн.
2. Трудозатраты по реконструкции (ВСП), чел-час	2394	2394
3. Прямые затраты на капремонт земполотна, грн.	380047,5 грн.	129982,5 грн.
4. В том числе стоимость материалов	Дрен. грунт- 3209,6 м ³ x 45,80 грн/м ³ =147000 грн.	Дрен. грунт- 1604,8 м ³ x 45,80 = 73500 грн. Геотекстиль – 1000,0 м ² x 40грн./м ² = 40000 грн.
5. Трудозатраты на капремонт земполотна, чел-час	5277	1260
6. Итого по объекту: - прямые затраты, грн. - трудозатраты, чел-час	945232,5 грн. 7671	661667,5 грн. 3654
7. Экономический эффект, грн.		283565 грн.

На основании расчетов, проведенных по вышеизложенной методике (см. табл.4.2.) установлено, что затраты на усиление земляного полотна в ценах 2011 года по первому варианту (замена суглинистого грунта основной площадки земляного полотна дренирующим) составили – 945232,5 грн.; по второму (усиление земляного полотна геотекстилем) – 661667,5 грн. Величина экономического эффекта от выполненных работ составляет – 283565 грн. в ценах 2011 года [180]. Значительный экономический результат был достигнут, в основном, за счет уменьшения затрат труда (в 2,95 раз) при выполнении работ по укладке геоматериала вместо его замены привозным дренирующим грунтом. Снижению трудозатрат в выполненных работах по сравнению с базисным вариантом также способствовало применение высокопроизводительной путевой техники. Таким образом, экономический эффект на 1 пог. м железнодорожного пути составляет 1134 грн.

Необходимо отметить, что наличие разработанной методики расчета, позволяющей обосновано производить выбор типа армирующего геоматериала, усовершенствование технологии укладки некоторых видов геоматериалов, а также снижение затрат на текущее содержание пути на участках отечественных железных дорог, усиленных геоматериалами, в еще большей степени позволят снизить затраты на усиление земляного полотна методом армирования. Это в конечном итоге, будет способствовать росту экономической эффективности строительства и реконструкции таких сложных объектов как земляное полотно железных дорог.

4.7.2. Техничко-экономическое сравнение двух вариантов противодеформационных мероприятий

Техничко-экономическое сравнение двух вариантов противодеформационных мероприятий на Донецкой железной дороге проводилось с использованием лицензионного вычислительного комплекса АВК-5. На основе анализа этих материалов сделаны следующие выводы. Сводный сметный расчет стоимости строительства основных объемов работ и

материалов при реконструкции 1000 м пути и при выполнении работ по сплошной вырезке составляет 3868,0 тыс. грн. Договорная цена складывается из стоимости строительных работ, которая составляет 2219,7 тыс. грн., монтажных работ 1530 тыс. грн., и других расходов – 1633,3 тыс. грн. Сметная стоимость строительства составляет 1746,9 тыс. грн., а сметная трудоемкость – 6290 тыс. чел-ч., сметная заработная плата – 915,6 тыс. грн., средний разряд работ 3, 4, вместе по смете – 3223,6 тыс. грн., налог на добавленную стоимость (НДС) (20%) – 644,7 тыс. грн. Сводный сметный расчет стоимости строительства основных объемов работ и материалов при выполнении работ по бортовой вырезке составляет 1235,9 тыс. грн. Договорная цена складывается из стоимости строительных работ, которая составляет 67050 тыс. грн., монтажных работ – 1530 тыс. грн., и других расходов – 550,1 тыс. грн. Сметная стоимость строительства составляет 515,9 тыс. грн., сметная трудоемкость – 2190 тыс. чел-ч., сметная заработная плата – 29140 тыс. грн. Средний разряд работ – 2,5. Всего по смете – 1029,9 тыс. грн., налог на добавленную стоимость (НДС) (20%) – 205,9 тыс. грн.

Таким образом, себестоимость 1 пог.м пути изменится от 13,35 тыс. грн. до 4,22 тыс. грн. Экономический эффект составляет 9,13 тыс. грн.

Выводы по разделу 4

Анализ материала, изложенного в настоящем разделе, позволяет сделать следующие основные выводы.

1. На основе выполненных аналитических исследований по определению напряжений, деформаций и перемещений армированного земляного полотна, обоснован подход к определению НДС как суперпозиции его значений в матрице и укрепляющем элементе.
2. На основе экспериментальных исследований разработан способ усиления земляного полотна, армированного геотекстилем с загнутыми краями и щебеночно-грунтовой смесью (ЩГС), обосновано его размещение на расстоянии 0,4 м от основной площадки, что позволяет увеличить прочность земляного полотна и его стабильность для повышения скорости движения поездов.
3. В результате исследования физико-механических свойств щебеночно-грунтовой смеси, установлено, что ее прочностные свойства превышают свойства суглинка, размещаемого в земполотне.
Как установлено, для проб смесей, отобранных на Львовской, Донецкой и Приднепровской железных дорогах модуль деформации смесей больше чем для суглинков в $3,3 \div 5,8$ раза, а модуль упругости – в $2,9 \div 4,0$ раза.
4. Для стабилизации деформационных процессов на опытном участке железнодорожного пути разработан проект усиления земляного полотна путем его армирования геотекстилем с ЩГС взамен вариантов противодеформационных мероприятий, включающих несколько полотнищ геотекстиля с дренирующим песчаным грунтом.
5. Выполнив анализ технологических регламентов для противодеформационных вариантов по сравнению с предложенным,

включающим геотекстиль с ЩГС, установлено, что затраты времени при реализации предложенного варианта для участка пути длиной 250 м сокращаются практически в 2,95 раза. При этом экономический эффект на реконструкцию 1 пог. м железнодорожного пути составляет 1134 грн.

ОБЩИЕ ВЫВОДЫ

На основании анализа выполненных исследований, результатов полевых и экспериментальных исследований и теоретических разработок сделаны следующие выводы.

1. Проведенный анализ предыдущих исследований в области укрепления земляного полотна армирующими материалами позволил установить недостаточный уровень разработки и научное обоснование способов укрепления земляного полотна железных дорог.
2. Теоретическим путем исследовано влияние армирующего слоя геоматериала на деформативные свойства грунта земляного полотна в различных конструкциях усиления. На основе теоретических разработок решена задача по определению напряженно-деформированного состояния земляного полотна, усиленного геоматериалами, путем оценки напряжений, возникающих в нем при ступенчатом приложении нагрузок от 0,0644 МПа до 0,322 МПа.
3. При проведении экспериментальных исследований определен характер распределения напряжений в земляном полотне, усиленном геоматериалом при статической нагрузке как образца так и модели в лотке. На основе результатов экспериментальных исследований установлены параметры напряженно-деформированного состояния при армировании земляного полотна малодеформируемым слоем из щебеночно-грунтовой смеси при изменении относительных деформаций от 0,008 до 0,017.
4. Как установлено экспериментально, армирование земляного полотна в виде отдельных горизонтальных полотнищ геотекстильных материалов увеличивают прочность матрицы в 1,5 ... 1,6 раза, но возникновение зон расслоения на концах полотнища свидетельствует о нерациональности данных вариантов независимо от их размещения по высоте матрицы. Кроме того, установлено, что армирование замкнутой оболочкой также не может считаться рациональным вариантом даже при увеличении прочности в 1,6

- раза, так как деформации земляного полотна при таком варианте армирования связано со значительным образованием трещин.
5. Проведен комплекс экспериментальных исследований для изучения характера деформирования модели земполотна при различных степенях нагрузки. На основе экспериментальных исследований разработан способ усиления земляного полотна армированием щебеночно-грунтовой смесью обернутой геотекстильными полотнами с загибами и обосновано его расположение на расстоянии 0,4 м от основной площадки, что позволило увеличить прочность земляного полотна в 1,8 - 2,0 раза и его стабильность для повышения скорости движения поездов.
 6. Значительный экономический результат был достигнут, в основном, за счет уменьшения затрат труда (в 2,95 раз) при выполнении работ по укладке геоматериала вместо его замены привозным дренирующим грунтом. Снижены трудозатраты в выполненных работах, по сравнению с базовым вариантом. Таким образом, экономический эффект на 1 пог. м железнодорожного пути составляет 1134 грн.
 7. Результаты экспериментальных исследований НДС земляного полотна при модернизации с помощью бортовой и сплошной вырезки свидетельствует о том, что при реконструкции можно применять оба технических решения, которые по показателям НДС являются почти идентичными. Но с учетом экономического сравнения вариант бортовой вырезки является оптимальным для реконструкции земляного полотна конкретного участка Донецкой железной дороги. Себестоимость варианта бортовой вырезки составляет 4,22 тыс. грн. на 1 пог. м пути, по сравнению со сплошной вырезкой стоимость которой 13,35 тыс. грн. Экономический эффект составляет 9,128 тыс. грн.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Костюк М.Д. Будівництво та реконструкція залізничної мережі України для збільшення пропускної спроможності та запровадження швидкісного руху поїздів [Текст] / М.Д.Костюк,В.В.Козак,В.О.Яковлев та інші.- Київ: ІЕЗ ім. Є.О.Патона,2010. - С.216.
2. Железнодорожный путь [Текст] / Т.Г. Яковлева, Н.И. Карпущенко, СИ. Клинов, Н.Н. Путря, М.П. Смирнов; под ред. Т.Г. Яковлевой. – М.: Транспорт, 1999. – 405 с.
3. Инструкция по содержанию земляного полотна железнодорожного пути ЦП-544 [Текст] / МПС России. - М: Транспорт, 1998. – 189 с.
4. Ашпиз Е.С. Мониторинг земляного полотна при эксплуатации железных дорог [Текст]. – М.: Путь-пресс, 2002. – 112 с.
5. Правила розрахунків залізничної колії на міцність і стійкість. ЦП-0117 [Текст]: Затв.: Наказ Укрзалізниці 13.12.04. № 960-Ц / Мін-во трансп. Та зв'язку України. К.: 2006. – 168 с.
6. Шахунянц Г.М. Железнодорожный путь [Текст]: Учебник для вузов ж.-д. транспорта [Текст]. – 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Транспорт, 1987. – 479 с.
7. Блажко Л.С. Интенсивность накопления остаточных деформаций основной площадки земляного полотна [Текст]. – Л.: ЛИИЖТ, 1990. - 8с-Деп. ЦНИИТЭИМПС 10.01.90. №5112-ж. д. 90.
8. Фришман М.А., Хохлов И.Н., Титов В.П. Земляное полотно железных дорог: Учебное пособие для вузов ж.-д. транспорта [Текст]. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Транспорт, 1972. – 288 с.
9. Моченов Г.М., Титов В.П. Дефекты, повреждения и разрушения земляного полотна железных дорог (классификация) [Текст]. - М.: Транспорт, 1972. - 49 с.
10. Правила производства расчетов верхнего строения железнодорожного пути на прочность [Текст]. – М., 1954. – 112 с.
11. Коншин Г.Г. Динамическое воздействие поездной нагрузки на

грунты земляного полотна в зависимости от скорости движения [текст] // Динамические воздействия на грунты и одежды автомобильных дорог: Материалы научно-технической конференции. – М., Стройиздат, 1964. – С. 127–130.

12. Коншин Г.Г. Экспериментальные исследования распределения динамических напряжений в теле земляного полотна [Текст] // Сборник научных трудов / МИИТ-М., 1965. - вып. 210. – С. 42–59.

13. Коншин Г.Г. Спектральный состав пространственных колебаний грунта основной площадки земляного полотна [текст] // Вестник ВНИИЖТа 1977, - №4. - С. 39 - 43

14. Тихомиров В.И. Экспериментальные исследования напряженного состояния под железобетонными плитами железнодорожного пути в эксплуатационных условиях [Текст] // Сборник научных трудов / ВЗИИТ – М., 1965.-вып. 17. – С. 123–164.

15. Коншин Г.Г., Титов В.П., Хромов В.И., Наумова Н.В. Напряжения и упругие деформации в земляном полотне под действием поездов // Сборник научных трудов [текст] / ЦНИИ МПС – М., 1972.–вып. 460.-128 с.

16. Прокудин И.В. Зависимость вибродинамического воздействия, передающегося земляному полотну, от состояния верхнего строения пути [текст] // Вопросы земляного полотна и геотехники на железнодорожном транспорте: Сборник научных трудов./ДИИТ-Днепропетр., 1979.-вып. 203 / 28.- С.43 51.

17. Прокудин И.В. Прочность и деформативность железнодорожного земляного полотна из глинистых грунтов, воспринимающих вибродинамическую нагрузку [текст]: Дис. ... докт. техн. наук.–Л., 1982. 455 с.

18. Жинкин Г.Н., Стоянович Г.М. Исследование напряженного состояния грунтов выемок на магистральной линии при проходе поездов // Сборник научных трудов [текст] / ХабИИЖТ – Хабаровск, 1984. – вып. 50. – С. 43 – 48.

19. Великотный В.П. Исследование деформируемости глинистых грунтов железнодорожного земляного полотна при вибродинамических

нагрузках: [текст] Дис.... канд. техн. наук. – Л., 1980. – 210 с.

20. Стоянович Г.М. Исследование несущей способности глинистых грунтов железнодорожных выемок при вибродинамическом воздействии поездов: [текст] Дис. ... канд. техн. наук. - Л., 1985. – 207 с.

21. Прокудин И.В. Натурные исследования напряженного состояния земляного полотна скоростной железной дороги // Механика земляного полотна и оснований: Сборник научных трудов [текст] / ДИИТ – Днепропетровск, 1986. - С. 13 – 19.

22. Лысюк В.С., Поздняков Б.И., Титов В.П. Методика расчета несущей способности основной площадки эксплуатируемого земляного полотна / Сборник научных трудов [текст] / ВНИИЖТ – М., 1971. – вып. 451. – 110 с.

23. Гольдштейн М.Н., Лapidус Л.С., Резников О.М., Стороженко В.И., Синаевский Н.И. Особенности динамических свойств грунтов при действии пульсирующей нагрузки на поверхности. [текст] // Материалы международного конгресса по механике грунтов и фундаментостроению. [текст] -М.: Стройиздат, 1973. - С.329 – 331.

24. Марготьев А.Н. Оценка прочности балластного слоя и земляного полотна по предельному состоянию. [текст] – М.: Транспорт, 1970. – 152 с.

25. Справочник по земляному полотну эксплуатируемых железных дорог [текст] / М.В. Аверочкина, С.С. Бабицкая, С.М. Большаков и др.; Под ред. А.Ф. Подпалого, М.А.Чернышева, В.П.Титова. М.: Транспорт, 1978. – 766 с.

26. Блажко Л.С. Перспектива применения геоматериалов в конструкции верхнего строения пути на участках обращения подвижного состава с осевыми нагрузками до 30 т/ось: Материалы второй международной научно–технической конференции «Применение геоматериалов при строительстве и реконструкции транспортных объектов» [текст] // под ред. Петряева А.В., Свинцова Е.С. – СПб ПГУПС, 2002. – С.66-68

27. Блажко Л.С. Геоматериалы при высоких осевых нагрузках. [текст] // Путь и путевое хозяйство. – 2002 – №10 – С.36.

28. Титов В.П. Усиление земляного полотна длительно эксплуатируемых железных дорог. [Текст] – М.: Стройиздат, 1980. – 272 с.

29. Джоунс К.Д. Сооружения из армированного грунта. [Текст] - М.: Стройиздат, 1989. 281с.

30. Калганов В.Ф., Ковалев И.В. Стабилизация земляного полотна армогрунтовыми конструкциями. [текст] СПб.: ПГУПС. 1996. 78 с.

31. Анкерные и армогрунтовые конструкции в транспортном строительстве по материалам зарубежной печати [текст] // Транспортное строительство. 1985. № 9. С. 54 -56.

32. Армирование грунта и области его применения для повышения устойчивости инженерных сооружений и откосов насыпей (автомобильных и железных дорог). Зарубежный опыт [текст] // Экспресс-информация. Путь и строительство железных дорог. 1971. № 9. С. 1-9.

33. Конструкции из армированного грунта в транспортном строительстве [текст] // Экспресс-информация. Путь и строительство железных дорог. 1982. № 23. С. 10 -13.

34. Яковлева Т.Г., Виноградов В.В., Фроловский Ю.К. Способы усиления насыпей армогрунтовыми конструкциями [текст] // Путь и путевое хозяйство. 1997. № I . е . 7–10.

35. Крицкий М.Я., Ткач Х.Б., Сбоев В.М., Скоркин В.Ф., Лубягин А.В., Зайцев А.А. Новая технология глубинного направленного уплотнения грунта железнодорожного полотна [текст] // Труды НГАСУ. Вып. 2 (13). Новосибирск: НГАСУ, 2001 С. 112 –116.

36. Леонович И.И., Бабаскин Ю.Г., Нетфулов Ш.Х. Глубинное укрепление грунтов в дорожно-строительных и ремонтных работах [текст] // Автомобильные дороги. № 6. 1984. С. 19 –20.

37. Луцкий С.Я., Долгов Д.В., Лустин А.Ю. Глубинное уплотнение слабых оснований с применением интенсивной технологии [текст] // Материалы третьей науч.- техн. конф. с междунар. участием (г. Москва, 01-02 ноября 2006 г.). М.: МГУПС. 2006. с. 89 –92.

38. J. G. Rose. International Railway Journal, 1998, N 9, p. 21 – 25.

39. Грицык В.И. Малообслуживаемые конструкции железнодорожного пути с усилением основной площадки. Интернет-ресурс

40. D. Li, S. Chrismer. Railway Track & Structures, 1999, № 10, p. 15 –18.
41. Петренко В.Д. Порівняльний аналіз стану двох варіантів посилення конструкції земляного полотна [текст] / Петренко В.Д., Гузченко В.Т., Тютюкін А.Л., Алхдур А.М.М. // Вісник ДНУЗТ, 2009. - Випуск 29. - С.107-111.
42. Новые способы оздоровления земляного полотна [текст] // Путь и путевое хозяйство, 1999. – №6, С. 39 – 40.
43. Резников О.М. Вопросы геотехники: Сборник научных трудов [текст] / ДИИТ - Днепропетровск, 1970. - №19.
44. Смоляницкий Л.А., Резников О.М., Тубольцев В.М., Боголюбчик В.С. Подбалластные железобетонные плиты [текст] // Геотехника в строительстве: Сборник научных трудов / ДИИТ – Днепропетр., 1971. - вып. 5. - С. 55 - 60.
45. Каримов М.С. Укрепление основной площадки земляного полотна [текст] // Вестник ЦНИИ МПС. – 1960. – №19, С. 46 – 49.
46. Марготьев А.Н. Оценка прочности балластного слоя и земляного полотна по предельному состоянию. [Текст] - М.: Транспорт, 1970. – 152 с.
47. Коншин Г.Г. Пенопласт перераспределяет нагрузки на земляное полотно [текст] // Путь и путевое хозяйство. – 1997 – №9 – С.20 – 21.
48. Резников О.М. // Вопросы геотехники: Сборник научных трудов [текст] / ДИИТ – Днепропетровск, 1970. – №19.
49. Смоляницкий Л.А., Резников О.М., Тубольцев В.М., Боголюбчик В.С. Подбалластные железобетонные плиты // Геотехника в строительстве: Сборник научных трудов / ДИИТ – Днепропетр., 1971. - вып. 5. - С. 55 - 60.
50. Стоянович Г.М., Цветков В.Ф. Нагрузку на земляное полотно можно уменьшить[текст] // Путь и путевое хозяйство – 1993. – №8. – С. 19 –20.
51. Петряев А.В., Алехин Л.И., Ганчиц В.В. Закрепление подбалластного слоя [текст] // Путь и путевое хозяйство, 2000. – №2, С. 13.
52. R. Durgwang et al. Eisenbahningenieur, 1999, № 8, P. 20 – 23.
53. Новые способы оздоровления земляного полотна [текст] // Путь и путевое хозяйство, 1999. - №6, С. 39 – 40.
54. G. Leykauf. Glassers Annalen, 2000, № 8, P. 445 – 454.

55. Иванов И.И. Путь с лежнями и поперечными связями [текст]// Путь и путевое хозяйство. – 2002 – №6 – С. 18.
56. D. Read et al. Railway Track & Structures, 1999, № 4, P. 16 – 18; D. Davis, D. Guillen. Railway Track & Structures, 1999, № 12, P. 17 – 19.
57. E. Darr, K.Keller. Glasers Annalen, 1997, N 5, P. 309 – 318
58. G. Leykauf. Glassers Annalen, 2000, № 8, P. 445 – 454.
59. W. Watzlaw. Der Eisenbahningenieur, 1997, N 2, P. 24 – 33.
60. H. Zanzinger. European Railway Review, 2002, № 1, P. 81 – 84.
61. Vidal H. La terre armee // L'Architecture d' Aujourd' Hui, 1972, № 3, P.103- 107.
62. Juran, I. And Schljsser, F. (1978), 'Theoretical analisis of failure in Reinforced Earth Structures, Proc. ASCE Symp. Earth Reinforcement, Pittsburg. P 528, P 55.
63. Ernest T. Selig, John M. Waters Track geotechnology and substructure management. Great Britain.: Redwook Book, 1994. – 290 p.
64. Matharu M. S. Geogrids cut ballast settlement rate on substructures // Railway Gazette International. 1994, № 3, P. 165 –166.
65. Braun W., Retaining Wail With Anchor Loops. – International Construction, 1983. Vol. 22, N12, P. 66.
66. Виноградов В.В. Прогнозирование и обеспечение надежной работы железнодорожных насыпей [текст] // Автореф. диссерт. на соиск. уч. степ. Докт. техн наук. М.: МИИТ, 1991. – 45 с.
67. Гольдштейн М.Н. Земляное полотно и геотехника [текст] / межвуз. сб. науч. тр «Механика земляного полотна и оснований». – Днепропетровск: ДИИТ, 1986 – С.4 – 13.
68. Ангелейко В.И., Калитин С.В. Геотекстиль против выплесков. [Текст] // Путь и путевое хозяйство. 1986 – № 12.
69. Прокудин И.В., Черников А.К., Стоянович Г.М. Упругопластическое деформирование слабого основания земляного полотна железных и автомобильных дорог [текст] // Изв. ВУЗов. Строительство. 1997. - №11. - С. 102 -109.

70. Петряев А.В., Алехин Л.И., Ганчиц В.В. Закрепление подбалластного слоя [текст] // Путь и путевое хозяйство, 2000. № 2, С. 13.
71. Ермаков В.М., Блажко Л.С., Бушуев М.В. «Эффективность укладки геотекстиля». [текст] // Путь и путевое хозяйство, 2008. № 3. – С. 5 – 8.
72. Блажко Л.С., Штыков В.И. «О коэффициенте водоотдачи геотекстильных материалов» [текст] // Путь и путевое хозяйство, 2008. № 10. – С. 26 – 27.
73. Яковлева Е.В. Влияние армирования на деформации основной площадки. [текст] // Железнодорожный транспорт. 1998. – № 11. – С.24 – 26.
74. Калитин СВ. Применение геотекстиля в борьбе с выплесками в балластном слое железнодорожного пути. [текст] Дисс. ... канд. техн. наук. – Л., 1987. –114 с.
75. S. Chrismer, G. Richardson. In track performance test of geotextiles in USA. // AREA Bulletin. – 1986. - №708. – P. 398 – 454.
76. Халибертон Т.А., Ломастер Дж.Д., МакГаффи В.К. Использование технических тканей в областях, связанных с транспортировкой. [Текст] FHWA DTFH61 – 80 – С – 00094, 1981.
77. Жиро Дж.П., А–Лайн К., Бонапарте Р. Проектирование дорог без дорожного покрытия и участков дорожного движения с георешетками Армирование из полимерной решетки. [текст] /Томас Телфорд Лимитед, Лондон, Великобритания, 1984.
78. Монтанелли Ф., Римольди П. Разработка испытаний на прочность стыков для геосинтетических материалов. 5–я Международная конференция по геотканям, геомембранам и сопутствующей продукции. Сингапур, 1994.
79. Геопластмассы в земляном полотне [текст] // Путь и путевое хозяйство, 1999. –№3, С. 39 – 40.
80. Яковлева Е.В. Влияние армирования на деформации основной площадки. [текст] // Железнодорожный транспорт. - 1998. - № 11. – С.24 – 26.
81. Исследование влияния армирования на напряженное состояние глинистых грунтов основной площадки земляного полотна в зоне уравнильных пролетов. [текст] : Отчет о НИР / ЛИИЖТ; Руководитель

Жинкин Г.Н. -Л., 1990.-50 с.

82. Коншин Г.Г., Яковлева Е.В., Михайлов А.М. Исследования воздействия 4 – осных вагонов с повышенными нагрузками и 8-осной цистерны на основную площадку земляного полотна на экспериментальном кольце ВНИИЖТа. [текст] // Сборник тезисов докладов Всесоюзной науч.-техн. конф. "Обеспечение эксплуатационной надежности земляного полотна железных дорог. – СПб.: ПИИЖТ, 1991. – С. 31 – 37.

83. Коншин Г.Г. Снижение воздействия подвижного состава на земляное полотно при устройстве защитных покрытий из синтетических материалов. [текст] // Материалы 2-й научно-практической конференции «Ресурсосберегающие технологии на ж.д. транспорте.» – М.: МГУПС, 1999.- книга 1. –186 с.

84. Коншин Г.Г. Армирующая функция защитных покрытий из синтетических материалов [текст] // Путь и путевое хозяйство. - 1998. – №12. – С. 22 – 26.

85. T. Jay. International Railway Journal, 2002, № 3, P. 34 – 35.

86. Gailer G. E. Geogrids working on the railroad. «Railway Track and Structures», 1987, т. 83, № 6, С. 32-34.

87. Paving grid repertoire expands. «Engineering News-Record». 1984, т. 213, № 4, с. 32.

88. Synthetic «web» solidifies track Railway Track and Structures, 1987, т. 83, № 6, с. 35 – 37.

89. Flexible ground cover structure Armater is new geotextile «Road Engineering Intelligence & Research», 1987, т. 4, № 22, с. 18 – 19.

90. Stabilisation of soft soil. Рекламный проспект Тенак SpA Geosynthetics Division, Italy, 1994., 20 с

91. Man, technology, environment. Рекламный проспект Тенак SpA Geosynthetics Division.

92. E. Sekine et al. Quarterly Report of RTRI, 1994, № 1, P. 23 – 30.

93. Tenax Geosynthetics. Рекламный проспект Тенак SpA Geosynthetics Division, Italy.

94. Tenax Tenweb. Рекламный проспект Tenax.
95. ТУ 2246-002-07859300-97. Геотехническая решетка пластиковая «Прудон-494»: 494 УНР Кап. строительства / МО РФ., – М.,1999., 11 с.
96. ТУ 2246-002-07859300-97. Геотехническая решетка пластиковая «Прудон-494»: 494 УНР Кап. строительства / МО РФ., – М.,1999., 11 с.
97. Пшеничникова Е.С. Экспериментальное определение модуля упругости георешетки Геовиб с заполнителем из песка. [текст] // Транспортное строительство.- 2002 – №4 – С.21– 22.
98. E. Sekine et al. Quarterly Report of RTRI, 1994, № 1, p. 23 – 30.
99. D. Li, S. Chrismer. Railway Track & Structures, 1999, № 10, P. 15 – 18.
100. H. Zanzinger. European Railway Review, 2002, № 1, p. 81 – 84.
101. Новые способы оздоровления земляного полотна // Путь и путевое хозяйство, 1999. – №6, С. 39 – 40.
102. Вангаард М. Эффект армирования при выборе георешетки. Материалы заседаний конференции в Турине «IS TORINO 99». [Текст] Турин, Италия, 1999.
103. Канцелли А., Монтанелли Ф. Испытание в грунте для упругих дорог с дорожным покрытием и геосинтетическим армированием. [Текст] Конференция «Геосинтетика 99». Бостон, США, 1999.
104. Джоунс К. Сооружения из армированного грунта: Пер. с англ. В.С.Забавина; Под ред. В.Г.Мельника. [Текст] – М.: Стройиздат, 1989.– 280с.
105. Калитин С.В. Применение геотекстиля в борьбе с выплесками в балластном слое железнодорожного пути. [Текст]. Дисс. ... канд. техн. наук.– Л., 1987. –114 с.
106. K. Lieberenz. Eisenbahningenieur, 1996, № 3, S. 20 – 23.
107. Simons Hans, Sandermann Wolfgang. Neuartige, gereckle, hochfeste Kunsistoife als Gitter zur Statilisierung voOn Boden. "Strasse und Autobahn», 1984, № 6, с 238 – 242.
108. Z. Wittmann. Anwendun der Geotextillen anhand praktisher Beispiesle. "Strasse und Verkerh", 1984, № 3, с 80 – 83.
109. Precede de fabrication et proprietes des geotextiles. «Rouie et trafic»,

1984, №8, с 280 –287.

110. James K. Mitchell, Willem C. B. Villet, Albert F. Dimillo. Soil Reinforcement for stabilization of Earth Slopes and Embankments. «Public Roads». 1984, т. 48, № 3, с. 88 – 95.

111. Fluet. Geogrids enhance track stability. «Railway Track & Structures», 1984, т. 80, №6, с 18 – 22.

112. Tack Coat and Fabrics Resist Water and Reflection Cracks. «Highway and Heavy Construction». 1984, т. 127, № 10, с. 64.

113. Geotextiles as earth reinforcement in the United Kingdom «Ground Engineering». 1984, т. 17, № 3, с. 29 – 32.

114. Steilboschung fur den Bahnverkehr. «Tiefbau». 1998, т. 110, № 7, с. 53.

115. Bruckenwiderlager mit Fortrac-Geogittern. «Eisenbahningenieur». 1994, №45, 3, С 217–218. 102. Geotextiles and Geomembranes in Civil Engineering. / Ed / By G.P.T.M. van Santvoort.A.A.Balcema, Rotterdam, 1994. – 595 p. 103.G.Brau Geoplastics in railway line construction «Eisenbahningenieur». 1993. – №2.- P. 85 – 91.

116. Reinforced earth in Wider railway application. «Railway Track and Structures». 1984, 80, № 11, с 19 – 21.

117. Anwendung der Bauweise. Bewehrte Erde fur Bruckenwiderlager. «Stasse», 1987, 27. № 6, 178 – 180.

118. Soil–Reinforcement Methods on Highway Projects Sumposium on Earth Reinforcement Pittsburg, 1978. New York, № 7.1979, с 371 – 399.

119. Эрних Н. В. Области применения армированного грунта. [текст] «Транспортное строительство», № 4, 1981.

120. Тимофеева Л.М. Армирование грунтов. Теория и практика. Ч. 1. Армированные основания и армогрунтовые подпорные стены. [Текст] – Пермь, 1991. – 480 с.

121. Антелейко В.И., Калитин СВ. Геотекстиль против выплесков. [Текст] // Путь и путевое хозяйство. – 1986 - № 12.

122. Steilboschung fur den Bahnverkehr. Tiefbau, 1998., № 110, 7., С. 531.

123. Реконструкция и капитальный ремонт сооружений под скоростное

движение линии [текст]. – Петербург-Москва. Рекламный проспект Октябрьской ж.д. МПС РФ. С. 6.

124. Тимофеева, Л. М. Армирование грунтов [Текст] / Л. М. Тимофеева. – Пермь: Изд-во Пермского политехнического института, 1991. – 478 с.

125. Рубцов, И. В. Закрепление грунтов земляного полотна автомобильных и железных дорог [Текст] / И. В. Рубцов, В. И. Митраков, О. И. Рубцов. – М.: АСВ, 2007. – 184 с.

126. Петренко В.Д. Дослідження впливу деформаційних характеристик шару посилення на НДС залізничного насипу при під'їзді до мостового переходу [текст] / Петренко В.Д., Гузченко, В.Т., Алхдур А.М.М // Вісник ДНУЗТ, 2010. - Випуск 32. - С.101-105.

127. Правила і технологія виконання робіт при поточному утриманні залізничної колії. ЦП/0084. [Текст]. – Київ, 2002. – 156 с.

128. Turner M.J., Clough R.W., Martin H.C., Topp L.P. Stiffness and deflection analysis of complex structures. J. Aeron. Sci., vol. 23, № 9, P. 805 - 823, 854, 1956.

129. Clough R.W. The finite method in plane stress analysis. J. Struct. Div., ASCE, Proc. 2d Conf. Electronic Computation, P. 345 – 378, 1960.

130. Zienkiewicz O.C. The Finite Element Method for Solid and Structural Mechanics. Zienkiewicz O.C., Taylor R.L., p. 648, 2005.

131. Зенкевич О. С. Метод конечных элементов в технике. - М.: Мир, 1975. -541 с.

132. Зенкевич О. С, Морган К. Конечные элементы и аппроксимация. [Текст] - М.: Мир, 1986. 318 с.

133. Стренг Г., Фикс Дж. Теория метода конечных элементов. [Текст] Мир, 1977.

134. Walters R. A., Casulli V. A robust, finite element model for hydrostatic surface water flows. Commun. Numer. Meth. Engng., vol. 14, № 10, 1998, p. 931-940.

135. Rezaiee-Pajand M., Akhtay M. R. A family of 13-node plate bending triangular elements. Commun. Numer. Meth. Engng., vol. 14, № 6, 1998, P.

529 - 537.

136. Hywel Rhys Thomas, Zhengming Zhou. An analysis of factors that govern the minimum time step size to be used in the finite element analysis of diffusion problems *Commun. Numer. Meth. Engng.*, vol. 14, №9, 1998, p. 809 – 819.

137. Yaacobson Fiana S., Givoli Dan An adaptive finite element procedure for the image segmentation problem *Commun. Numer. Meth. Engng.*, vol. 14, №7, 1998, p. 621– 632.

138. ЦПИ–24. Технические указания по устранению пучин и просадок железнодорожного пути. [Текст] – М.: Транспорт, 1998. – 74 с

139. Правила производства расчетов верхнего строения железнодорожного пути на прочность. [Текст] – М., 1954. – 112 с.

140. Грицык В.И. Расчеты земляного полотна железных дорог: Учебное пособие для вузов железнодорожного транспорта. [Текст]- М.:УМК МПС, 1998.520с.

141. Основы устройства и расчетов железнодорожного пути [текст] / Т.Г. Яковлева, В.Я. Шульга, СВ. Амелин и др.; Под ред. СВ. Амелина и Т.Г. Яковлевой. – М.: Транспорт, 1990. – 367 с.

142. Технические указания по применению нетканых материалов для усиления земляного полотна: ЦП–4591 / МПС СССР. Главное управление пути [Текст]. – М.: Транспорт, 1989. – 47 с.

143. SCAD для пользователя [текст] / Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Перельмутер А.В. и др. – К.: ВВП «Компас», 2000. – 332 с.

144. Magazine TenCate reinforced soil case studies. – P 6-15.

145. Заворицкий, В. И. Проектирование подземных транспортных сооружений [Текст] / В. И. Заворицкий. – К.: Будівельник, 1975. – 204 с.

146. Бугров, А. К. Численное решение физически нелинейных задач для грунтовых условий [Текст] / А. К. Бугров, К. К. Гребнев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1977. – № 3. – С. 39 – 42.

147. Бугров, А. К. Некоторые результаты решения смешанных задач теорий упругости и пластичности грунтов оснований [Текст] / А. К. Бугров, А. А. Зархи // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1978. - № 3. - С. 35-

39.

148. Пилягин, А. В. Смешанная упругопластическая задача расчета грунтового основания в пространственной постановке [Текст] / А. В. Пилягин, С. В. Казанцев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1989. – № 4. – С. 24 – 26.

149. Фадеев, А. Б. Решение осесимметричной смешанной задачи теории упругости и пластичности методом конечных элементов [Текст] / А. Б. Фадеев, А. Л. Прегер // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1984. - № 4. - С. 25-27.

150. Качанов, Л. М. Основы теории пластичности [Текст] / Л. М. Качанов. – М.: Наука, 1969. – 420 с.

151. Зарецкий, Ю. К. Нелинейная механика грунтов и перспективы ее развития [Текст] / Ю. К. Зарецкий // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1982. – № 5. – С. 28-31.

152. Зарецкий, Ю. К. Лекции по современной механике грунтов [Текст] / Ю. К. Зарецкий. – Ростов–на – Дону, 1989. – 608 с.

153. Основы метода конечных элементов [Текст] / Большаков В. И., Яценко Е. А., Соссу Г. и др. – Днепропетровск: ПГАСиА, 2000. – 255 с.

154. Шапиро, Д. М. Практический метод расчета оснований и грунтовых сооружений в нелинейной постановке [Текст] / Д. М. Шапиро // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1985. – № 5. – С. 19-21.

155. Друккер, Д. Механика грунтов и пластический анализ или предельное проектирование [Текст] / Д. Друккер, В. Прагер // «Определяющие законы механики грунтов», М.: Мир, 1975. – С. 68-84.

156. Бахвалов, Н. С. Численные методы: Учебное пособие [Текст] / Н. С. Бахвалов, Н. П. Жидков, Г. М. Кобельков. – М.: Наука, Глав. ред. физ.-мат. литературы, 1987. - 600 с.

157. Ильин, В. П. Численные методы решения задач строительной механики: Справочное пособие [Текст] / В. П. Ильин, В. В. Карпов, А. М. Маслеников. - Минск: Вышэйшая школа, 1990. -349 с.

158. Сегерлинд, Л. Применение метода конечных элементов [Текст] / Л.

Сегерлинд. - М.: Мир, 1979. – 392 с.

159. Рувинский, В. И. Оптимальные конструкции земляного полотна [Текст] / В. И. Рувинский. - М.: Транспорт, 1982. – 166 с.

160. Полевиченко А.Г. Деформации земляного полотна, меры предупреждения и способы ликвидации: Конспект лекций. [Текст] – Хабаровск, ДВГУПС, 1999. -29 с.

161. Інструкція з утримання земляного полотна залізниць України [Текст], ЦП / 0072. – Київ, 2001- 104 с.

162. Петренко В.Д. Результаты анализа параметров экспериментальных исследований армирования геотекстилем земляного полотна. [текст] / Петренко В.Д., Гузченко, В.Т., Тютюкин А.Л., Алхдур А.М.М. // Вісник ДНУЗТ, 2010. - Випуск 34. - С.131-135.

163. Содержание балластной призмы железнодорожного пути [Текст] / Под. ред. Е. С. Варызгина. – М.: Транспорт, 1978. – С. 31–35.

164. Перельмутер, А. В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа [Текст] / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. - К.: Сталь, 2002. – 600 с.

165. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти [Текст] / Зоценко М. Л., Коваленко В. І., Яковлєв А. В., Петраков О. О., Швець В. Б., Школа О. В., Біда С. В., Винников Ю. Л. – Полтава: ПНТУ, 2004. – 568 с.

166. Черников А.К. Теоретические основы геомеханики: Учебное пособие. [текст] - СПб: ПГУПСД, 1994. - 187 с.

167. Tenax Geosynthetics. Рекламный проспект Tenax SpA Geosynthetics Division, Italy.

168. ДСТУ Б В.2.1-4-96 Гранти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і реформованості [текст]. – Київ, 1997. – 101с.

169. ГОСТ–7392–85 Щебень из природного камня для балластного слоя железнодорожного пути [текст]. - М.: Транспорт, 1986. - пункт 1- 4.

170. Рабчук С.А. Задачи и программа перевооружения путевого хозяйства [текст] // Путь и путевое хозяйство. – 1999. - № 4. - С. 5 – 11.

171. Н. Tarumi. Quarterly Report of RTRI, 1994, № 1, P. 15 – 18

172. Проведение измерения упругих осадок пути нагрузочным

устройством НПФ [текст] «Спецмаш»: Отчет НИОКР (итоговый), этап 5. – СПб, 1997.

173. Методика технико-экономической обоснованности затрат на диагностику и усиление земляного полотна. [текст] - М.: МПС России, 1996.- 32 с.

174. Петренко В.Д. Сравнительный анализ результатов экспериментальных исследований усиления земляного полотна малодеформируемым слоем [текст] / В.Д. Петренко, В.Т. Гузченко, А.Л. Тютькин, А.М.М. Алхдур // Вестник ДНУЗТ, 2010.- Вып.35. - С.139-144.

175. ЕРКР ж.д. Сметные нормы и единые расценки на капитальный ремонт объектов железнодорожного транспорта. [Текст] Сборник 4. «Путь и путевое хозяйство». Часть I. «Земляное полотно». Книги I и II. МПС РФ - М.: ГИПРОТРАНСТЭИ, 1995. – 380 с.

176. Ермаков В.М. Дополнительные критерии оценки ведения путевого хозяйства [текст] // Путь и путевое хозяйство. –1998.–№ 3.–с. 12–17.

177. Сборник тарифно-квалификационных профессий рабочих занятых на железнодорожном транспорте. [текст] / МПС РФ – М.: Проектный и внедренческий центр организации труда, 1999. - 250 с.

178. Петренко В.Д. Разработка вариантов армирования земляного полотна в сложных инженерно-геологических условиях. [Текст] / В.Д. Петренко, В.Н. Косяк, А.М.М. Алхдур // Вестник. Строительство, материаловедение, машиностроение. Сб. научн. трудов. Вып. 61 - Днепропетровск: ПГАСиА, 2011. - С. 307-312.

179. СНиП IV-4-82. Приложение. Сборник сметных цен на перевозки грузов для строительства, ч. I. Железнодорожные и автомобильные перевозки [Текст]. Госстрой СССР - М.: Стройиздат, 1982. - 144 с.

180. ДБН IV-5-97-вказівки щодо застосування кошторисних норм та одиничних розцінок на будівельні конструкції і роботи [текст] . Київ -1997. - 25с.

181. Справочник по земляному полотну експлуатируемых железных дорог [текст] / М.В.Аверочкина, С.С.Бабицкая, С.М.Большаков и др.; Под ред. А.Ф.

Подпалого, М.А.Чернышева, В.П.Титова. М.: Транспорт, 1978. – 766 с.

182. Петренко В.Д. Порівняльний аналіз НДС земляного полотна при модернізації [текст] / В.Д. Петренко, В.Т. Гузченко, А.Л. Тютюкин, А.М.М. Алхдур //Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика: Зб. наук. праць ДНУЗТ - Вип. 1. - Д.: Вид-во ДНУЗТ, 2012. - С. 69-74.

183. Алексеенко С.Ф. Основы моделирования при решении задач горной геомеханики [текст] / С.Ф. Алексеенко, А.Г.Заболотный, Л.А. Штанько. - К.: Техника, 1996-174с.

184. Алабужев П.М. Теории подобия и размерностей. Моделирование. [Текст] П.М. Алабужев, В.Б. Геронимус, Л.М. Минкевич, Б.А. Шеховцов - М.: Высшая школа, 1986.-208 с.

185. ДБН В. 2. 3-19-2008. Споруди транспорту залізниці колії 1520 мм [текст]. Київ -2008. - 26с.

186. Правила розрахунків залізничної колії на міцність і стійкість. [текст] // Е.І.Даніленко, В.В. Рибкін – Київ: Укрзалізниця, 2006–168с.

187. Даніленко Е.І. Залізнична колія. Улаштування, проектування і розрахунки, взаємодія з рухомим складом [текст] / Підручник для вищих навчальних закладів (у 2-х томах).– Київ: ІНПРЕС ,2010 – Том 1 –528с, Том 2.–456с.

188. Петренко В.Д. Дослідження підвищення несучої здатності земляного полотна для швидкісного руху поїздів [текст] / В.Д. Петренко, В. П. Купрій, М.А. Лісневський, А.М.М. Алхдур // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика : Зб. наук. праць ДНУЗТ -Вип. 2. - Д.: Вид-во ДНУЗТ, 2012.-С. 50-55.

**Общество с ограниченной ответственностью
«НПП «Стройальянс»**
49000 г. Днепропетровск ул. Клари Цеткин №, ЗКПО 35607532,
ИНН 356075304637, р/с 26007300001247 в АТ «Златобанк», МФО 380612
Тел. (056) 374-22-18

СПРАВКА
О ВНЕДРЕНИИ РЕЗУЛЬТАТОВ ИССЛЕДОВАНИЙ

Настоящая справка подтверждает то, что при реконструкции земляного полотна на Донецкой железной дороге использовались результаты диссертационной работы на соискание ученой степени кандидата технических наук на тему «Обоснование параметров стабилизации укрепленного земляного полотна железнодорожного пути» Алхдура Ахмада Мусы Махмуда. По материалам проектно-изыскательских работ, которые были предоставлены ООО «НПП «Будальянс», был выполнен расчет напряженно-деформированного состояния двухпутной насыпи при реконструкции по двум вариантам – сплошной и бортовой вырезки.

После проведенного комплексного анализа НДС земполотна по участку выполнения работ установлено то, что вариант бортовой вырезки является оптимальным и с позиции прочности и устойчивости, и по технико-экономическим показателям.

Директор ООО «НПП «Стройальянс»



К.А.Крысань



Приватне виробничо-комерційне підприємство
«Технотранспроєкт»

49000, м. Дніпропетровськ, вул. Криворізька, 72
☎ (0562) 36-87-92; -94; ф (0562) 31-29-26; зал. 9 (300) 3-55-92
e-mail: office@transpro.dp.ua

Р/р 26007010117101 в ПАТ „Укрсиббанк“, МФО 351005, ЄДРПОУ 30096823, под. № 300968204671; св. № 200025607
Ліцензія АВ № 614092 Держ. арх. буд. інспекції. Система менеджменту якості ISO 9001:2008 – серт. 12 100 41735 TMS



Management Service

29.08.2012р. № 228

СПРАВКА

Настоящая справка дана в том, что при разработке мероприятий для внедрения на 65 км линии Владиславовка- Керчь Приднепровской железной дороги способа армирования земляного полотна использовались результаты, полученные Алхдуром Ахмадом Мусой Махмудом в диссертационной работе на соискание ученой степени кандидата технических наук на тему «Обоснование параметров стабилизации укрепленного земляного полотна железнодорожного пути». Практическое применение нашла предложенная Алхдуром Ахмадом Мусой Махмудом в диссертационной работе и принятая в проектных проработках конструкция земляного полотна, усиленного с помощью геотекстиля с загнутыми краями, внутри которого размещается отработанная щебеночно-грунтовая смесь.

Экономический эффект от использования указанного способа составил 1134 грн. на 1 пог. м реконструируемого железнодорожного пути.

Генеральный директор
ЧПКП «Технотранспроєкт»



Ю.В. Чайка