

НАО «Карагандинский технический университет
имени Абылкаса Сагинова»

УДК 629.3.01–02(035.3); 624.21.033–037

На правах рукописи

АМАНБАЕВ САБИТ ШАЯХМЕТОВИЧ

**Разработка конструкции и расчет модульного путепровода с
учетом свойств грунтового основания**

8D071 – Инженерия и инженерное дело
8D07102 – Транспорт, транспортная техника и технологии

Диссертация на соискание степени доктора философии (PhD)

Научный консультант:
PhD, ассоциированный профессор,
Ганюков А.А.

Зарубежный научный консультант:
д.т.н., профессор, Суюнбаев Ш.М.
(ТашГТУ, Узбекистан)

Республика Казахстан
Караганда, 2026

СОДЕРЖАНИЕ

НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ	4
ОБОЗНАЧЕНИЯ И СОКРАЩЕНИЯ	5
ВВЕДЕНИЕ	6
1 СОВРЕМЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ПРОБЛЕМЫ СОЗДАНИЯ МОБИЛЬНЫХ ПУТЕПРОВОДОВ	13
1.1 Анализ методов снижения транспортных заторов.....	13
1.2 Обзор конструкций мостов и путепроводов, оснащенных механизмами передвижения.....	16
1.3 Современные методы расчёта мобильных мостовых конструкций.....	28
1.4 Анализ методов расчёта взаимодействия опор с грунтовым основанием.....	32
1.5 Цель и задачи исследования.....	37
2 РАЗРАБОТКА И ТЕХНИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ КОНСТРУКЦИИ МОДУЛЬНОГО МОБИЛЬНОГО ПУТЕПРОВОДА	39
2.1 Область применения и условия эксплуатации модульных путепроводов.....	39
2.2 Конструктивная схема и общее устройство модульного путепровода.....	40
2.3 Конструкция и техническое описание ходовой части модульного путепровода.....	51
2.4 Подбор ездовых шин модульного путепровода.....	59
3 РАСЧЁТ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИИ ОРТОГОНАЛЬНО- ОРИЕНТИРОВАННОГО МОДУЛЯ И ОСЕЙ ХОДОВОЙ ЧАСТИ ПУТЕПРОВОДА	62
3.1 Силовой расчёт пространственной рамы ортогонального модуля.....	62
3.1.1 Расчет продольной рамы.....	62
3.1.2 Расчет поперечной рамы.....	70
3.2 Подбор поперечных сечений, проверка прочности и устойчивости элементов продольной и поперечной рамы.....	72
3.2.1 Подбор поперечного сечения вертикальных стоек рам.....	73
3.2.2 Проверка стоек на устойчивость.....	74
3.2.3 Подбор поперечного сечения продольного и поперечного ригеля.....	77
3.3 Проверка жёсткости несущих конструкций ортогонального модуля.....	79
3.4 Исследование влияния жесткостных характеристик на подбор поперечного сечения продольного ригеля ортогонального модуля.....	83
3.5 Расчет осей ходовой части путепровода.....	86
3.5.1 Определение расчетных нагрузок на оси ходовой части.....	86
3.5.2 Расчет передней поворотной оси.....	89
3.5.3 Расчет неповоротных осей.....	92
3.5.4 Анализ полученных результатов.....	95
4 ОЦЕНКА ПРОЧНОСТИ ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ ПРИ ДЕЙСТВИИ НАГРУЗОК ОТ МОДУЛЬНОГО ПУТЕПРОВОДА	97

4.1 Взаимодействие опор путепровода с грунтовым основанием и постановка задачи расчета прочности грунтового массива.....	97
4.2 Аналитическое определение напряжений в грунтовом массиве от действия нагрузки опор путепровода.....	99
4.2.1 Определение нагрузки на грунтовое основание.....	99
4.2.2 Расчетная схема и напряжения в грунтовом массиве от действия сосредоточенной силы.....	100
4.2.3 Напряжения от действия равномерно распределённой нагрузки.....	104
4.2.4 Главные напряжения и проверка прочности грунтового массива.....	108
4.2.5 Проверка условия предельного равновесия для связных грунтов.....	112
4.3 Местная устойчивость грунтового массива.....	113
5 МАТЕМАТИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ СИСТЕМЫ «ОПОРА ПУТЕПРОВОДА – ГРУНТОВОЕ ОСНОВАНИЕ» И РЕЛИЗАЦИЯ РЕЗУЛЬТАТОВ ИССЛЕДОВАНИЯ.....	117
5.1 Взаимодействие опор путепровода с грунтовым основанием и постановка задачи верификации аналитических решений в Ansys.....	117
5.2 Модель грунтового основания по критерию Кулона–Мора и ее реализация в ANSYS.....	119
5.3 Расчет грунтового основания в ANSYS.....	122
5.4 Сопоставление аналитических решений с расчетом в Ansys и анализ результатов.....	129
5.5 Монтаж путепровода крановым способом.....	139
5.5.1 Средства и оборудование монтажа.....	139
5.5.2 Конструктивные решения монтажных элементов.....	141
5.5.3 Основные этапы технологии монтажа для установки путепровода в эксплуатационное положение.....	143
5.6 Монтаж способом надвигки.....	149
5.7 Подбор подъемно-транспортного оборудования.....	151
5.8 Технология транспортирования путепровода и его оснащение средствами обеспечения безопасности.....	154
5.9 Общая методика расчета путепровода.....	158
5.10 Техничко-экономическое обоснование применения путепровода.....	160
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	164
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ.....	167
ПРИЛОЖЕНИЯ.....	178

НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

В настоящей диссертации использованы ссылки на следующие нормы и стандарты:

СН РК 5.01-02-2013 – «Основания зданий и сооружений»;

СН РК 5.01-01-2013 – «Земляные сооружения, основания и фундаменты»;

СП РК EN 1997 – «Геотехническое проектирование» (Еврокод 7);

СП РК EN 1998 – «Проектирование сейсмостойких конструкций» (Еврокод 8);

СП РК EN 1990 – «Основы проектирования несущих конструкций»;

СП РК EN 1991-1-1 – «Воздействия на несущие конструкции. Собственный вес, постоянные и временные нагрузки»;

СП РК EN 1991-2 – «Воздействия на несущие конструкции. Транспортные нагрузки на мосты»;

СП РК EN 1993-1-1 – «Проектирование стальных конструкций. Общие правила».

ОБОЗНАЧЕНИЯ И СОКРАЩЕНИЯ

В настоящей диссертации используются следующие обозначения и сокращения:

РК – Республика Казахстан;

ПДД – правила дорожного движения;

НДС – напряженно-деформированное состояние;

МКЭ – метод конечных элементов;

ANSYS – программный комплекс конечно-элементного анализа;

ITS – интеллектуальные транспортные системы (Intelligent Transport Systems);

SSI – взаимодействие системы «сооружение – грунтовое основание» (Soil–Structure Interaction);

LM1 – нормативная модель транспортных нагрузок по Еврокодам;

ОМ-1, ОМ-2, ОМ-3 – отправочные модули мобильного путепровода.

NPV – чистый приведенный доход;

IRR – внутренняя норма доходности;

PI – индекс прибыльности (индекс рентабельности инвестиций).

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность. В соответствии с реализуемым в Республике Казахстан Национальным проектом «Модернизация энергетического и коммунального сектора» на 2025–2029 годы предусмотрено масштабное обновление систем теплоснабжения, водоснабжения, водоотведения и электроснабжения. Реализация проекта направлена на снижение износа инженерных сетей, повышение надёжности коммунальных услуг и внедрение современных технологических решений при реконструкции городской инфраструктуры [1].

Проведение ремонтных и строительных работ в условиях плотной городской застройки и интенсивного транспортного движения сопровождается перекрытием участков улично-дорожной сети, образованием заторов и увеличением нагрузки на прилегающие магистрали. Ограничение пропускной способности дорог в период модернизации коммунальных сетей приводит к дополнительным социальным, экономическим и экологическим издержкам.

В качестве инженерного решения, обеспечивающего сохранение транспортного сообщения при реконструкции подземных коммуникаций, предлагается применение модульных мобильных путепроводов – временных сборно-разборных мостовых конструкций, оснащённых собственной ходовой частью. Их использование позволяет организовать движение транспорта над ремонтируемыми участками без полного перекрытия проезжей части и соответствует задачам комплексной модернизации коммунальной инфраструктуры страны.

Отсутствие комплексных исследований в области создания подобных конструкций обуславливает необходимость их детального изучения. Таким образом, проведение исследований по проектированию и расчету мобильного модульного путепровода **является актуальным.**

Цель исследования заключается в разработке конструкции, создании методики расчета и проектировании модульного мобильного путепровода, применяемого во время ремонта подземных инженерных сетей с учетом взаимодействия с грунтовым основанием.

Достижение цели исследования обеспечивалось поэтапным решением **задач:**

- аналитический обзор конструкций временных мостов, путепроводов, различных методов их расчета и взаимодействия опор с грунтовыми основаниями;
- обоснование и выбор несущих конструкций наклонного и ортогонального модуля, а также ходовой части мобильного путепровода;
- исследование, расчет и проектирование конструкции ортогонального модуля и осей ходовой части на прочность, жесткость и устойчивость;
- исследование, расчет и оценка прочности грунтового массива от нагрузки опор модульного путепровода;
- математическое моделирование в программном комплексе Ansys системы «опора путепровода – грунтовое основание» для проверки оценки прочности грунтового массива;

– разработка способов монтажа путепровода и реализация результатов исследования в качестве общей методике расчета.

Идея работы заключается в сохранении пропускной способности дорог при подземном ремонте инженерных сетей за счет использования быстровозводимого мобильного модульного путепровода.

Объект исследования: напряженно-деформированное состояние элементов несущей конструкции путепровода, его ходовой части и силовое взаимодействие его опор с грунтовым основанием.

Предмет исследования: модульный мобильный путепровод.

В диссертации исследовались силовое состояние металлоконструкций путепровода, работа ходовой части и взаимодействие опор с грунтовым основанием. Использовались **методы исследования**, включая механико-математическое моделирование, аналитический расчёт напряжений в грунте, численное моделирование в программном комплексе ANSYS, а также сопоставление аналитических и численных результатов.

Научная новизна заключается в обосновании параметров конструкции, обладающей свойствами путепровода (моста) в рабочем положении и транспортного средства при перемещении, и выражается в следующих положениях:

– впервые разработана расчетная схема и математическая модель модульного мобильного путепровода, учитывающая его работу как пространственной сборно-разборной конструкции;

– установлены зависимости, связывающие напряженно-деформированное состояние элементов несущей конструкции с действием статических и подвижных нагрузок, с учетом совместной работы модулей и их соединений;

– получена аналитическая зависимость изгибающих моментов в опасных узлах продольной рамы ортогонально-ориентированного модуля от соотношения погонных жесткостей ригеля и стоек ($n = i_2 / i_1$); выявлен характер перераспределения усилий при изменении жесткости ригеля, и определен оптимальный диапазон $1,5 \leq i_2 / i_1 \leq 2,0$, обеспечивающий снижение максимальных изгибающих моментов на 20–25% и уменьшение металлоемкости конструкции на 15–18 %;

– получены расчетные зависимости для определения силовой работы ходовой части путепровода с учетом воздействия собственной массы конструкции и динамических нагрузок при транспортировании;

– установлены зависимости распределения напряжений в грунтовом основании от параметров нагрузки, геометрии опор и расстояния до края траншеи;

– получены расчетные соотношения для оценки местной устойчивости грунтового массива под опорами путепровода, позволяющие определить предельные нагрузки и коэффициенты запаса устойчивости;

– выполнена верификация аналитических решений для напряжений в грунтовом массиве на основе численного моделирования в программном

комплексе ANSYS с использованием упруго-пластической модели грунта Кулона–Мора;

Научные положения, выносимые на защиту:

– результаты исследований, описывающие совместную работу несущей конструкции модульного мобильного путепровода и его ходовой части в транспортном и эксплуатационном положениях;

– закономерности распределения напряженно-деформированного состояния элементов конструкции с учетом модульной схемы и действия транспортной нагрузки;

– зависимости, связывающие внутренние усилия в продольной раме ортогонально-ориентированного модуля с соотношением жесткостей ригеля и стоек;

– закономерности формирования напряженного состояния грунтового основания под опорами путепровода;

– результаты оценки местной устойчивости грунтового массива и предельных нагрузок на основание;

– результаты численного моделирования системы «опора путепровода – грунтовое основание» в программном комплексе ANSYS и их сопоставление с аналитическими решениями;

– методика расчета и проектирования модульного мобильного путепровода с учетом условий транспортирования, монтажа и эксплуатации.

Автор защищает:

– конструкцию модульного мобильного путепровода, состоящую из несущих модулей и ходовой части;

– расчетную модель путепровода и обоснование подбора поперечных сечений элементов несущей конструкции;

– конструктивные решения и расчет ходовой части, включая механизмы поворота оси, подъема и поворота колес, а также параметры осей;

– результаты косвенного расчета ходовой части путепровода на основе ввода динамического коэффициента;

– применение расчетной схемы взаимодействия опор путепровода с грунтовым основанием и использование упругопластической модели грунта Кулона–Мора при численном моделировании;

– результаты аналитического и численного исследования напряженного состояния грунтового основания и оценки его местной устойчивости;

– результаты математического и численного моделирования конструкции и системы «опора путепровода – грунтовое основание»;

– технологические решения по транспортированию, монтажу и демонтажу модульного путепровода.

Практическая значимость работы определяется разработкой методики расчета и проектирования модульного мобильного путепровода, включающей обоснование его конструктивных параметров, решений по транспортированию, монтажу и организацией его эксплуатации.

Обоснованность и достоверность научных положений, выводов и рекомендаций подтверждаются:

- корректной постановкой расчетных задач и обоснованностью принятых допущений;
- применением современных методов механико-математического моделирования и расчетов конструкций;
- использованием численного моделирования в программном комплексе ANSYS;
- сопоставлением аналитических и численных результатов расчетов;
- согласованностью полученных аналитических результатов с численными расчетными данными;
- апробацией результатов исследования на научных конференциях и публикацией в открытой печати.

Внутреннее единство и самостоятельность исследований обусловлены логической последовательностью решения поставленных задач. Структура диссертации выстроена таким образом, что результаты разделов взаимосвязаны и полностью работают на достижение общей цели. Работа выполнена **автором лично**, а использование сторонних источников сопровождается корректными ссылками

Личный вклад автора заключается в анализе научно-технической литературы по теме модульных мобильных путепроводов, постановке целей и задач исследования и выборе методов их решения; в разработке конструктивной схемы путепровода; в выполнении расчетов и проектировании конструкции ортогонально-ориентированного модуля и ходовой части, включая определение параметров осей и механизмов подъема и поворота колес и передней оси; в проведении аналитического и численного моделирования системы «опора путепровода – грунтовое основание» и оценке ее напряженно-деформированного состояния и местной устойчивости; а также в разработке решений по транспортированию, монтажу и организации эксплуатации.

Реализация результатов работы. Результаты расчетов и экспериментальные данные переданы для практического использования в ТОО «Институт Градиент Проект». Практическая значимость исследования также подтверждается изданием методических указаний для обучающихся по специальности «Транспорт, транспортная техника и технологии».

Сведения о публикациях и апробация работы. Основные результаты диссертационного исследования отражены в 9 научных публикациях на русском и английском языках. Среди них – 2 статьи в международных журналах, индексируемых в базах Scopus и Web of Science, а также 4 статьи, опубликованные в изданиях, рекомендованных КОКСНВО МНВО РК. Результаты работы были представлены на международных научных конференциях, где опубликованы 2 тезиса докладов. Получено 1 свидетельство о государственной регистрации прав на объект авторского права, подтверждающее интеллектуальную собственность.

В статье «Research of the Stress-Strain State of a Mobile Overpass Structure» авторов Alexandr Ganyukov и Sabit S. Amanbayev, опубликованной в журнале «Communications – Scientific Letters of the University of Zilina» (индексируется в базе Scopus, квартиль Q3; процентиль по направлению «Транспорт» – 37-й, по

направлению «Инженерное дело (машиностроение)» – 44-й; <https://doi.org/10.26552/com.C.2026.010>), представлены результаты аналитического расчета и исследования работы напряжённо-деформированного состояния пространственной рамы ортогонально-ориентированного модуля путепровода. Определены критические усилия и зависимости между изгибающими моментами и жёсткостью элементов, подобраны оптимальные параметры конструкции. Осуществлена оценка жесткости конструкции, описана зависимость изгибающих моментов в опасных узлах продольной рамы от соотношения жёсткости ригеля и стоек.

В статье «Optimization of Mobile Overpass Support Placement Considering the Nonlinear Properties of the Soil Foundation» авторов Alexandr Ganyukov, Adil Kadyrov, Aliya Kukesheva, Aidar Zhumabekov, Kirill Sinelnikov, Sabit Amanbayev и Akbore Karsakova, опубликованной в журнале «Applied Sciences» (индексируется в базе Web of Science, квартиль Q2 по направлению «Инженерное дело (машиностроение)»); в базе Scopus – квартиль Q1, процентиль по направлению «Инженерное дело (машиностроение)» – 79; <https://doi.org/10.3390/app16042075>), представлены результаты оптимизации размещения опор мобильного путепровода с учётом нелинейных свойств грунтового основания. В работе разработана численная методика в ANSYS для расположения опор путепровода с учётом нелинейного поведения грунта. Проведены экспериментальные исследования и калибровка параметров грунта для повышения точности моделирования. Определено оптимальное расстояние установки опор путепровода, позволяющее снизить деформации и обеспечить устойчивость стенок траншеи.

В статье «Разработка способов монтажа модульного путепровода» авторов А.А. Ганюков, А.С. Кадыров, С.Ш. Аманбаев, опубликованной в Республиканском журнале «Труды университета» (https://doi.org/10.52209/1609-1825_2022_2_217), рекомендованном КОКШВО, представлены результаты разработки технологий монтажа модульного мобильного путепровода. Рассмотрены конструктивные особенности модульного путепровода и выполнен анализ существующих методов монтажа мостовых конструкций. Описаны разработанные два способа монтажа модульного путепровода – крановый способ и метод «надвижки». Подобрано необходимое монтажное оборудование и определена последовательность сборки модулей.

В статье «Исследование работы и расчет элементов конструкций ходовой части модульного путепровода» авторов С.Ш. Аманбаев и Ш.М. Суюнбаев, опубликованной в журнале «Труды университета» (https://doi.org/10.52209/1609-1825_2022_4_286), приведены результаты исследования работы и расчёта элементов ходовой части модульного путепровода. Рассмотрены конструктивные особенности ходовой части путепровода и выполнен её расчёт с использованием косвенного статического метода путем введения динамических коэффициентов. Определены нагрузки на оси, внутренние усилия в элементах конструкции и подобраны поперечные

сечения. Полученные результаты подтверждают работоспособность конструкции ходовой части при транспортировке и эксплуатации.

В статье «Разработка модульного путепровода, применяемого при ремонте городских коммунальных сетей» авторов А.А. Ганюков и С.Ш. Аманбаев, опубликованной в журнале «Труды университета» (https://doi.org/10.52209/1609-1825_2023_3_291), приведены результаты разработки конструкции модульного мобильного путепровода. Рассмотрены конструктивные особенности модульного путепровода и выполнен аналитический расчёт несущих элементов ортогонально-ориентированного модуля. Исследована работа продольной и поперечной рам, произведён подбор сечений по условиям прочности и устойчивости. Полученные результаты подтверждают возможность применения модульного путепровода для обеспечения движения транспорта при ремонте городских коммунальных сетей.

В статье «Development of Mobile Communal Overpasses Applied During Repairing of Urban Communal Networks» авторов A.S. Kadyrov, A.A. Ganyukov, S.Sh. Amanbayev и A.A. Bogdanova, опубликованной в журнале «Material and Mechanical Engineering Technology» (https://doi.org/10.52209/2706-977X_2023_3_1), рекомендованном КОКСНВО, приведены результаты разработки конструктивных решений и методов расчёта мобильных модульных и однопролетных путепроводов. Рассмотрены конструктивные особенности мобильных путепроводов, разработаны расчётные схемы и выполнен анализ напряжённо-деформированного состояния несущих конструкций и плит проезжих частей. Проведены расчёты прочности и устойчивости, предложены оптимальные конструктивные решения.

В тезисе «Применение модульных мобильных путепроводов для устранения пробок во время ремонта городских коммунальных сетей» авторов А.А. Ганюков и С.Ш. Аманбаев, опубликованном в сборнике трудов Международной научно-практической конференции «XV Сагиновские чтения. Интеграция образования, науки и производства» (г. Караганда, 16–17 июня 2023г.), представлены результаты разработки и обоснования применения модульных мобильных путепроводов для городских условий. Исследование посвящено анализу причин автомобильных пробок во время ремонта подземных коммуникаций и обоснованию применения модульного путепровода. В работе приводятся конструктивные параметры и особенности функционирования.

В тезисе «Модульный мобильный путепровод, как новый вид транспортной техники» авторов С.Ш. Аманбаев и А.А. Ганюков, опубликованном в сборнике трудов XII Международной научно-практической конференции «Инновационные технологии и инжиниринг» (г. Темиртау, 19-20 октября, 2023г.), представлены результаты разработки и исследования конструкции модульного мобильного путепровода. В работе проанализированы способы борьбы с транспортными пробками в городах и предложено использовать мобильный путепровод как одно из возможных решений.

Проведены расчёты и изучено поведение конструкции и её взаимодействие с грунтом.

В свидетельстве о государственной регистрации прав на объект авторского права №67481 от 13 февраля 2026 года авторов А.А. Ганюков, А.С. Кадыров, А.Ж., С.Ш. Аманбаев, А.Ж. Ахметова, К.А. Синельников, А.Б. Кукешева и А.Ж. Карсакова, зарегистрировано научное произведение «Статический расчет конструкций ходовой части мобильного путепровода».

В работе представлена разработанная методика расчёта несущих элементов ходовой части модульного путепровода, которая закреплена как объект авторского права и интеллектуальной собственности.

Объем и структура работы. Диссертация состоит из введения, 5 разделов, заключения, изложенных на 190 страницах машинописного текста, которые поясняются 81 рисунком, 25 таблицами, списком использованных источников из 147 наименований и 7 приложениями.

1 СОВРЕМЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ПРОБЛЕМЫ СОЗДАНИЯ МОБИЛЬНЫХ ПУТЕПРОВОДОВ

1.1 Анализ методов снижения транспортных заторов

Современные мегаполисы сталкиваются с нарастающей проблемой дорожных пробок, обусловленных совокупностью факторов, включая рост автомобильного трафика, дорожно-транспортные происшествия, плановые и внеплановые ремонтные работы на дорожной сети [2], физический износ транспортной инфраструктуры, недостаточную пропускную способность дорог, погодные условия, массовые мероприятия, а также сезонные и другие ситуативные факторы [3]. Эта многоаспектная проблема представляет собой одну из ключевых угроз устойчивому функционированию транспортной инфраструктуры, порождая значительные социальные, экологические и экономические последствия [4].

Социальные последствия включают увеличение времени в пути, что повышает уровень стресса и снижает качество жизни водителей и пассажиров [5]. Экологические издержки проявляются в увеличении выбросов углекислого газа (CO_2), оксидов азота (NO_x) и других загрязняющих веществ, а также в повышенном расходе топлива, что усугубляет проблему изменения климата и загрязнения воздуха в городах [6].

Согласно исследованиям, ежегодные экономические потери от пробок в странах ЕС, США, Японии и Юго-Восточной Азии составляют значительные суммы [7]: в ЕС – около 1% ВВП (100–180 млрд евро) [8], в США – 190–200 млрд долларов (по данным 2019 года, скорректированным к 2025 году) [9], в Японии – 30–40 млрд долларов [10], в Юго-Восточной Азии – 100–150 млрд долларов (2–5% ВВП стран АСЕАН) [11].

Для устранения дорожных пробок и минимизации связанных с ними экономических, социальных и экологических издержек необходим комплексный, междисциплинарный подход, подчёркивающий важность технологических инноваций, модернизации инфраструктуры и стимулирования устойчивых моделей мобильности.

Современные методы устранения дорожных заторов базируются на интеграции интеллектуальных транспортных систем (ITS), больших данных и оптимизации инфраструктуры [12]. ITS включают адаптивное управление светофорами [13], использующее алгоритмы глубокого обучения и системы V2V (vehicle-to-vehicle), V2I (vehicle-to-infrastructure) для динамической оптимизации транспортных потоков [14]. Анализ больших данных дает возможность предсказывать загруженность дорог в реальном времени [15], а ИИ-алгоритмы, которые встроены в Google Maps или Waze, помогают водителям вовремя уходить на оптимальные маршруты [16], тем самым разгружая наиболее сложные участки города [17]. На этапе проектирования объектов огромную роль играет математическое моделирование: благодаря микросимуляциям можно заранее проверить, как будет работать развязка еще до начала её строительства [18].

Интересен и экономический подход, такой как динамическое ценообразование. Варьируя тарифы в зависимости от времени суток, города регулируют плотность трафика [19]. Это заставляет водителей пересматривать время выезда или искать альтернативные пути [20], что уже доказано практикой Сингапура, Лондона и Стокгольма [21].

Однако одних цифровых мер недостаточно, их нужно подкреплять физическим развитием инфраструктуры [22]. Комплексная реконструкция дорожной сети [23], будь то выделение полос для автобусов [24] или строительство новых развязок [25], вкупе с внедрением систем "умных" перекрестков, помогает убрать конфликтные точки и заметно ускорить движение потоков в целом [26].

Одновременно субсидирование общественного транспорта [27], развитие карпулинга и каршеринга [28], а также кампании по изменению транспортного поведения сокращают долю личных автомобилей [29]. Такие меры, подкрепленные данными о замещении автомобильных поездок общественным транспортом, велосипедами, электромобилями, обеспечивают устойчивое снижение загруженности дорог в долгосрочной перспективе [30].

Существуют дополнительные причины образования автомобильных пробок, которые связаны с подземными инженерными коммуникациями. Прокладка инженерных коммуникаций, включая установку, обслуживание и модернизацию, часто приводит к заторам на дорогах. Неправильное расположение труб и кабелей может увеличить время прокладки коммуникаций, усугубляя дорожные заторы и повышая уровень выбросов [31].

В условиях Казахстана, большая часть территории которого расположена в холодной климатической зоне, централизованное теплоснабжение жилых и общественных зданий осуществляется в течение длительного отопительного сезона, составляющего 7 месяцев. Тепло подаётся от теплоэлектроцентралей (ТЭЦ) через разветвлённые тепловые сети, которые, согласно типовым проектным решениям, проложены под проезжими частями городских дорог [32]. Это создаёт сложности для транспортной инфраструктуры, поскольку ремонт и модернизация подземных коммунальных сетей (тепловых, водопроводных, канализационных) становятся одной из причин дорожных пробок в городах Казахстана.

Во время проведения ремонтных работ подземных коммунальных сетей, связанных с раскопкой траншей под дорожным полотном, движение автотранспорта частично или полностью ограничивается, вынуждая водителей использовать альтернативные маршруты [33]. Это приводит к перераспределению транспортных потоков, увеличению нагрузки на прилегающие улицы и, как следствие, формированию пробок, что существенно ухудшает транспортную ситуацию в городах на все время подземного ремонта, который может длиться до 5 месяцев (Рисунок 1.1). Эта проблема очень актуальна для крупных городов Казахстана и требует всестороннего решения. Следует отметить, что эта проблема характерна не только для Казахстана, но и является существенным фактором, способствующим заторам на дорогах во многих странах. Так, в городе Бангалор (Индия) замена подземных

коммуникаций уменьшило ширину проезжей части, что привело к постоянным заторам из-за уменьшения пропускной способности дорог [34].



Рисунок 1.1 – Автомобильная пробка из-за подземного ремонта тепловых сетей

Данная проблема, подчёркивает необходимость разработки комплексных решений, включая оптимизацию планирования ремонтных работ, модернизацию инфраструктуры, применение бестраншейных технологий для минимизации воздействия на городскую мобильность [35]. Однако не всегда в комплексе эти методы возможны.

Одним из возможных вариантов решения этой проблемы предлагается применение модульных мобильных коммунальных путепроводов [36, 37]. Такой путепровод представляет собой сборно-разборную мостовую конструкцию, и состоит из отдельных модулей (частей) (Рисунок 1.2). Эта конструкция является мобильной и снабжена собственной ходовой частью для передвижения. Модульный путепровод предназначен для проезда по нему автотранспорта во время ремонта подземных коммунальных сетей, путем установки его над ремонтной траншеей. Это позволяет городскому автотранспорту не объезжать ремонтные участки по объездным улицам [38].



а) Транспортное положение



б) Эксплуатационное положение

Рисунок 1.2 – Модульный коммунальный путепровод

Термин путепровод включает в себя равнозначные определения, такие как: модульный путепровод, мобильный путепровод, коммунальный путепровод [38, с. 2].

Перед началом ремонта сетей путепровод доставляют на объект (Рисунок 1.2, а) и монтируют прямо над траншеей. Это позволяет машинам проезжать участок напрямую, не тратя время на объезд (Рисунок 1.2, б). Как только работы закончены, конструкцию снова переводят в транспортный режим и увозят на базу обычным тягачом [38, с. 3].

Главная особенность этой разработки в том, что она объединяет в себе мост и транспортное средство – по сути, это новый класс техники, который можно назвать мобильными путепроводами. В конечном итоге их применение может стать по-настоящему рабочим способом борьбы с пробками во время плановых или аварийных ремонтов городских коммуникаций».

Их применение позволяет сохранить движение транспорта по основному направлению, снизить нагрузку на объездные улицы и уменьшить негативные последствия для города в период проведения ремонтных работ.

1.2 Обзор конструкций мостов и путепроводов, оснащенных механизмами передвижения

Как показал мировой обзор, в практике городского транспортного строительства конструкции мобильных путепроводов, оснащённые собственными механизмами передвижения, практически отсутствуют. Применяемые мосты и путепроводы носят стационарный характер и не предусматривают оперативного перемещения и временной установки в зоне ремонта. В то же время в других отраслях используются передвижные мостовые системы специального назначения.

Похожие конструкции встречаются в инженерных войсках: танковые мостуокладчики, гусеничные перекидные тралы [39], классические модульные мосты Бейли и их усовершенствованные модификации – мосты Мейби и Экроу [40, 41].

Немецкий танковый мостуокладчик LEGUAN 26M AVLБ (Рисунок 1.3), разработанный компанией Krauss-Maffei Wegmann на базе шасси Leopard, предназначен для быстрого наведения переправ через водные и другие препятствия. Мост длиной 26 м и массой 10,8 т способен выдерживать технику массой до 70 т и укладывается автоматически без выхода экипажа из машины всего за 6 минут. После модернизации 2009 года один мостуокладчик может перевозить и стыковать два моста (26 м + 26 м для 40-метрового пролёта, 26 м + 14 м для 32-метрового или два 14-метровых для 20-метрового), оснащён лазерным дальномером, тепловизором и ночной камерой. Общая масса машины на шасси Leopard 1 – 46,1 т. [42].

Российский танковый мостуокладчик МТУ-2020 (Омсктрансмаш, представлен на «Армия-2019») – функциональный аналог немецкого LEGUAN 26M AVLБ. Построен на узлах Т-72Б3/Т-90А, оснащён композитным мостом длиной 27м (грузоподъёмность 60 т, МЛС 60), укладывается гидравлически без выхода экипажа за 5 минут.



а) Транспортное положение



б) Наведение переправы

Рисунок 1.3 – Танковый мостовкладчик LEGUAN 26M AVLБ

Мост из полимеркомпозита снижает массу и повышает долговечность, ширина проезжей части – 4,6м, преодолевает препятствия до ~24–25 м, обеспечивает проход современной бронетехники (Т-90М и перспективные платформы). В отличие от модернизированного LEGUAN, не имеет подтверждённой стыковки мостов для пролётов свыше 25м, но выигрывает по длине моста и скорости укладки [43].



а) Транспортное положение



б) Эксплуатационное положение

Рисунок 1.4 – Колесный мостовкладчик РТА

Французский колесный мостовкладчик РТА (SPRAT) (Рисунок 1.4) разработан компанией CNIM и принят на вооружение французской армии в 2009 году. Он построен на высококомобильном шасси 10×10 с двигателем 760 л.с., развивает скорость до 70 км/ч и преодолевает уклоны до 60 %. Модульная система позволяет в последний момент выбирать длину моста: 14,3 м (грузоподъёмность 120 т) или 26 м (80 т для гусеничной техники / 100 т для колёсной). Полностью автоматическое развёртывание 26-метрового моста занимает менее 10 минут, операция ведётся под защитой экипажа из двух человек (баллистическая защита, защита от мин и NBC). Комплект состоит из пусковой машины с двумя секциями и отдельного транспортёра с дополнительными секциями моста, что позволяет быстро наращивать переправу [44].

В отличие от модульных мостов типа Бэйли, Экроу и танковых мостовых укладчиков, существуют развёртываемые мосты, такие как портативный мост канадской фирмы ERE Logistics, состоящий из двух- или трехсекционных балочных пролетов, механизированный сборно-разборный ТММ-6 (ООО «ТехРезерв, г.Архангельск, Россия).

ERE S80T Portable Bridging System – быстроразвёртываемый портативный ножничного типа, транспортируемый на стандартной плоской платформе грузовиков (Рисунок 1.5). Мост состоит из 2–3 секций, позволяет создавать пролёты от 12м до нескольких десятков метров (включая многосекционные до 40–120 м при наращивании), грузоподъёмностью до 90 т (в базовой версии). Развёртывание гидравлическое, полностью с платформы носителя без тяжёлой техники, занимает от 30 минут (для 20м) до нескольких часов для длинных конфигураций. Система экологична (минимальное воздействие на грунт и воду), универсальна для военных, аварийных и гражданских нужд (замена размытых дорог, помощь при наводнениях, лесные пожары), совместима с военными и коммерческими грузовиками. Это одно из самых быстрых решений для временных переправ с низким воздействием на окружающую среду [45].



а) Транспортное положение



б) Эксплуатационное положение

Рисунок 1.5 – Портативная мостовая система ERE S80T

Тяжёлый механизированный мост ТММ-6 («Гусеница-2») – это современная российская система, принятая на вооружение Вооружённых Сил РФ в 2009 году (Рисунок 1.6). Она предназначена для оперативного наведения переправ через реки, каналы, овраги и завалы шириной до 102м и глубиной до 5м без выполнения земляных работ. Комплект состоит из нескольких мостовых укладчиков на высокопроходимом шасси МЗКТ-7930 с колёсной формулой 8×8 (скорость до 70км/ч, экипаж 2 человека) и отдельных транспортёров для доставки дополнительных мостовых блоков. Каждый блок представляет собой складной двухколейный пролёт длиной 17метров, оснащённый телескопической опорой, которая автоматически устанавливается на дно преграды на высоте от 2 до 5м. Грузоподъёмность моста составляет 60 тонн, ширина проезжей части – 3,8-4м. Один пролёт наводится примерно за 5

минут, а полный 102-метровый мост – за 50 минут. Система позволяет создавать одну непрерывную переправу длиной 102м, три моста по 34м или шесть отдельных пролётов по 17м каждый. Пропускная способность достигает 400 единиц техники в час при скорости движения 20–30 км/ч. ТММ-6 специально разработан для обеспечения прохода тяжёлой гусеничной и колёсной бронетехники в боевых условиях [46].



а) Процесс наведения моста



б) В установленном положении

Рисунок 1.6 – Механизированный мост ТММ-6

В сравнении с системой ERE S80T ТММ-6 выигрывает в скорости наведения очень длинных переправ (102м за 50 минут) и ориентирован исключительно на военное применение с высокой надёжностью в боевых условиях, тяжёлой проходимостью и защитой экипажа. ERE S80T превосходит по гибкости конфигураций, большей грузоподъёмности (до 90 т против 60 т), меньшему воздействию на окружающую среду и возможности транспортировки на стандартных коммерческих грузовиках без специализированных военных шасси. Таким образом, ТММ-6 лучше подходит для масштабных военных операций с тяжёлой техникой, а ERE S80T – для быстрых, адаптивных и экологичных решений в смешанных (военно-гражданских) сценариях.

Мост Ледермана – это инновационная концепция быстроразвёртываемого моста арочной формы с затяжкой, предложенная в 2014 году Джорджем Ледерманом, Чжун Ю. и Бранко Глишичем для военных или спасательных операций [47]. Такой мост сворачивается в рулон для удобства транспортировки и быстроты установки (Рисунок 1.7). Он предназначен для запуска непосредственно с транспортного средства, монтируется на обычные грузовики без специальной техники, преодолевает препятствия длиной около 15м (в прототипе) и отличается высокой структурной эффективностью благодаря арочной геометрии с вертикальными подвесками, которые позволяют «умно» перераспределять нагрузки при прогибе, снижая внутренние усилия и моменты по сравнению с традиционными балочными системами. Преимущества моста заключается в простой последовательности развёртывания на основе всего одного актуатора («разворачивание» из

свернутого состояния), штабелируемое поперечное сечение для минимизации габаритов в транспорте, низкие напряжения во время установки и потенциально меньший вес конструкции. Разработка прошла анализ и экспериментальную проверку на уменьшенной модели длиной 3м (с волоконно-оптическими датчиками, датчиком нагрузки и лебёдкой), показав возможность концепции. Авторы позиционируют её как шаг вперёд по сравнению с существующими мобильными мостами за счёт простоты, лёгкости и эффективности.

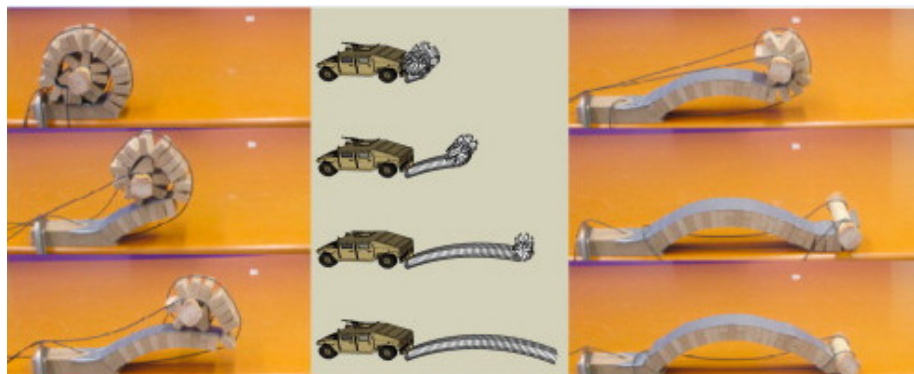


Рисунок 1.7 – Арочный сворачиваемый мост Ледермана

Ученые Университета Хиросимы (Япония) под руководством доктора Ичиро Арио в 2015г., разработали мобильный складной мост ножничного типа Mobile Bridge Version 4.0 (MB4.0) (Рисунок 1.8). Создатели были вдохновлены японским искусством оригами, что бы создать конструкцию мобильного моста. Основное назначение этого моста заключается в использовании во время стихийных бедствий, чрезвычайных ситуациях, когда разрушены мосты, переправы и встает необходимость налаживании быстрых временных мостовых переправ для эвакуации людей, доставки гуманитарных грузов и т.п. через реки, провалы и т.д. [48].



Рисунок 1.8 – Мобильный складной мост-оригами MB4.0

Перемещаться к месту эксплуатации мост-оригами может в кузове грузового автомобиля или трейлера, т.к. в свернутом состоянии он представляет собой единый блок, сложенный гармошкой. Так же мост дополнительно может быть снабжен собственным съемным шасси и может

быть буксироваться любым небольшим тягачом или грузовиком. На месте эксплуатации мост разворачивается, по типу механизма ножниц, как бумажная лента, сложенная гармошкой. При этом его боковые перила, выполненные из стальных пластин, шарнирно соединенных между собой наподобие ножниц, расширяются до необходимой длины, а секции настила выдвигаются одна из-под другой, образуя прочную платформу для передвижения транспортных средств [49].

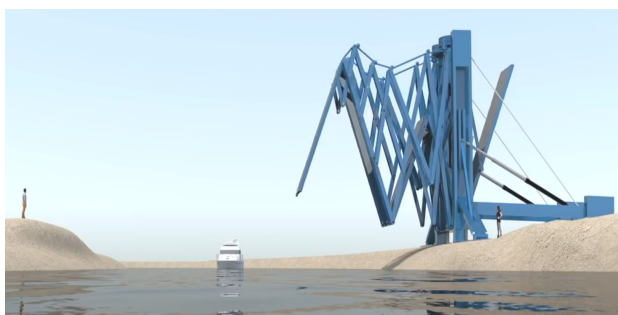
По времени, мост может быть развернут от 5 мин. до 1 часа, в зависимости от масштабов препятствий и условий эксплуатации. Сразу же после установки моста, по нему могут двигаться машины и люди. Для развертывания конструкция не требует сооружения фундамента или наличия грузоподъемных механизмов, что делает сооружение наиболее экономичным, по сравнению с традиционными портативными мостами. По утверждению разработчиков их мост является «самым большим, самым прочным и самым быстрым в развертывании временным мостом в мире». Мост рассчитан для прохождения только легкового автотранспорта [50].



а) Транспортировка складного моста



б) Постановка на аутригеры



в) Развертываемое положение



г) Эксплуатационное положение

Рисунок 1.9 – Передвижной складной мост TenFold

Инжиниринговая компания TenFold Engineering (г. Северный Спрингфилд, штат Вирджиния, США) разрабатывает инновационные концепции складывания и развертывания временных мостовых конструкций, жилых и производственных помещений, основанные на запатентованных

системах сцепления. В настоящее время TenFold разрабатывает новые и захватывающие транспортабельные мосты, путепроводы и недвижимость, которые имеют действительно обширное прикладное применение.

В частности, компанией TenFold был разработан передвижной складной мост (путепровод), (Рисунок 1.9) на основе запатентованной системе складывания и разворачивания проезжей части по типу деформируемой пружины [51].

В транспортном положении мост находится в сложенном состоянии и представляет собой прямоугольный параллелепипед, с габаритами, которые позволяют установить его на стандартный трал для транспортировки к месту эксплуатации (Рисунок 1.9, а).

В комплект моста входит две пары гидроцилиндров. После доставки к месту эксплуатации одна пара гидроцилиндров выдвигает торцевые опоры моста, после чего трал отъезжает и вторая пара позволяет поставить сложенный мост в вертикальное положение по типу опрокидывающегося кузова (Рисунок 1.9, б).

После постановки в вертикальное положение выдвигаются боковые аутригеры поперечной устойчивости и запускаются механизмы сцепления для раскладывания моста на противоположные берег реки, оврага, траншеи и т.п. (Рисунок 1.9, б, в). После чего мост переходит в эксплуатационное положение (Рисунок 1.9, г). Операции по сборке моста происходит в обратном направлении. Складной мост рассчитан для прохождения только легкового автотранспорта.



Рисунок 1.10 – Передвижной путепровод Astra Dridge

Швейцарским федеральным дорожным управлением (FEDRO) разработан передвижной путепровод ASTRA (Рисунок 1.10), являющийся мобильной модульной конструкцией, разработанной для ремонта автомагистралей без перекрытия движения [52].

Она предназначена специально для проведения ремонта и обслуживания автомагистралей без необходимости перекрывать движение или устраивать объезды. Эта система дает водителям возможность ехать прямо над ремонтной зоной по двум полосам на скорости до 60км/ч. В это же время под эстакадой

рабочие в полной безопасности занимаются делом: фрезеруют асфальт, укладывают новое покрытие или меняют деформационные швы.

Конструктивно это временная модульная эстакада внушительных размеров: её длина составляет порядка 257м, а весит она около 1250 тонн. Вся машина опирается на 22 самоходных модуля. Чтобы равномерно распределить вес и обеспечить маневренность, задействовано более двухсот колес, каждое из которых оснащено гидравликой и собственным мотором. Управляется всё дистанционно: специальный софт прокладывает индивидуальный GPS-маршрут для каждого элемента. Как только 100-метровый участок дороги готов, мост просто приподнимается и переезжает на новую позицию (обычно это делают ночью), позволяя рабочим двигаться дальше без пауз и остановок [53].

Благодаря ASTRA Bridge работы можно вести днём быстрее и качественнее, чем ночью, без риска для рабочих от проезжающего транспорта и без создания длинных зон ремонта. Мост подходит не только для прямых участков, но и для плавных поворотов с радиусом до 1000м. Это первое в мире решение такого рода, которое уже доказало свою эффективность и вызывает интерес за пределами Швейцарии как пример инженерного подхода к сохранению комфорта граждан при интенсивном трафике.

Инновационные решения для срочного ремонта дорог подобно путепроводу ASTRA, оперативного строительства переправ в условиях стихийных бедствий или военных операций, являются быстровозводимые мосты из углепластика (CFRP, углеродное волокно, армированное полимером и т.п.) и других композитных материалов. Они отличаются легкостью, высокой прочностью, коррозионной стойкостью и модульной конструкцией, что позволяет их быстро собирать и разбирать. Недостатком их является высокая стоимость [54, 55].

Особый тип – быстро разворачиваемые мосты модульной системы. Они предназначены в первую очередь для военных штурмовых операций, но также применимы в гражданских целях (например, при стихийных бедствиях). Развертывание упрощено механизмом "ножницы" и лебедкой, имеют алюминиевую арочную конструкцию и могут быть компактно сложены для транспортировки в стандартном контейнере, в отличие от военных мостов, устанавливаемых на бронетехнике [56, 57].

Система дорожного мобильного путепровода разработана авторами Кадыровым А. С. и Балабековой К. Г. для быстрой борьбы с пробками в городах. Эта конструкция представляет собой передвижной модульный мост на колесах. Его привозит к нужному месту обычный тягач (Рисунок 1.10). Путепровод ставят прямо поверх существующей дороги. Он разводит транспортные потоки по разным уровням без остановки движения. Такая технология позволяет быстро убирать заторы на перекрестках. Водителям больше не нужно использовать сложные схемы объезда [58, с. 26; 59, 60].

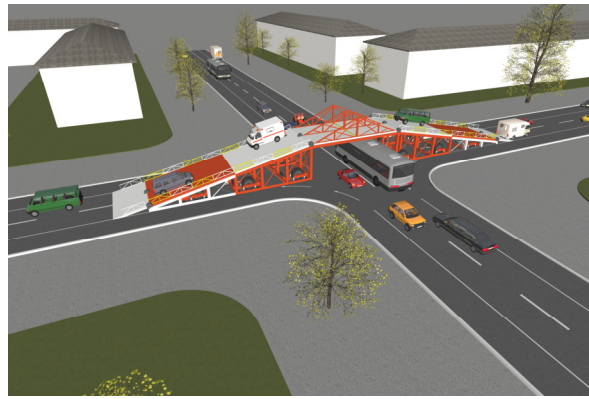


Рисунок 1.10 – Мобильный дорожный путепровод в рабочем положении

Дорожный путепровод включает в себя несколько основных частей. Для въезда машин используются наклонные модули. Прямые модули служат для проезда транспорта над перекрываемой дорогой. Эта конструкция специально адаптирована под городские требования и отличается от военных мостов. Высота проезда под таким путепроводом составляет более 4,5м. Ширина одной полосы движения равна 3,5м. Сооружение способно выдерживать нагрузку до 4т/м^2 .

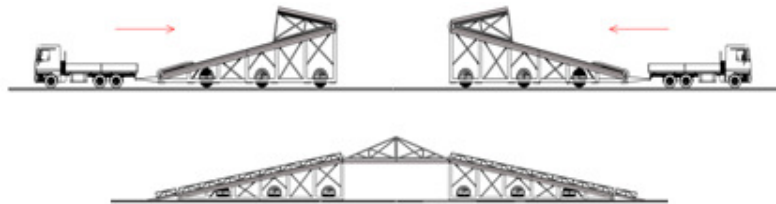


Рисунок 1.11 – Сборка мобильного дорожного путепровода

Модули привозят к перекрестку и быстро собирают прямо над той полосой дороги где образовалась пробка (Рисунок 1.11). Чтобы закрепить конструкцию на месте колеса поднимаются вверх а в стороны выдвигаются специальные опоры аутригеры. На Т-образных и Y-образных развязках без светофоров применяют особый вариант – поворотный путепровод (Рисунок 1.12). В такой схеме обычный прямой модуль не требуется [61].

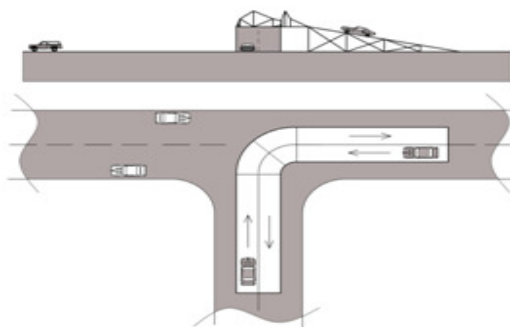


Рисунок 1.12 – Поворотный мобильный путепровод

Согласно Правилам дорожного движения РК при выполнении левого поворота водитель обязан уступить дорогу встречному транспорту, что приводит к образованию конфликтных точек и снижению пропускной способности перекрёстков. Даже введение дополнительных фаз светофорного регулирования не устраняет заторы, поскольку сохраняется пересечение транспортных потоков. Строительство стационарных эстакад и многоуровневых развязок в условиях сложившейся городской застройки затруднено и связано со значительными финансовыми и временными затратами.

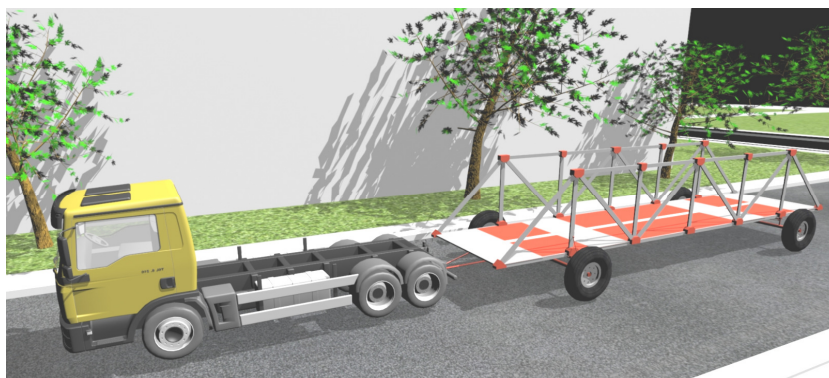
В качестве альтернативного решения Кадыровым А.С. и Аманбаевым С.Ш. была предложена конструкция криволинейного мобильного путепровода (Рисунок 1.13), который формируется из модульных элементов в виде дугообразного пролёта второго уровня [62, 63].



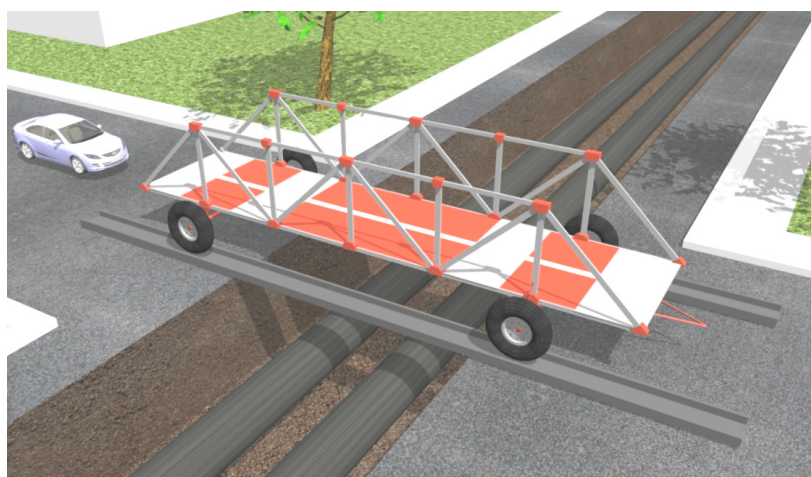
Рисунок 1.13 – Криволинейный путепровод

Такая конструкция обеспечивает выполнение левого поворота без пересечения с основным потоком движения и может устанавливаться на требуемых перекрёстках на определённый период времени с последующим демонтажем и перемещением. Применение данного решения направлено на повышение пропускной способности улично-дорожной сети, сокращение задержек движения и снижение капитальных затрат по сравнению со строительством стационарных развязок.

Конструкцию мобильного путепровода для ремонта подземных инженерных сетей впервые представили казахстанские ученые Кадыров А. С. и Ганюков А. А. (Рисунок 1.14). Устройство выглядит как однопролетный мостовой переезд. В нем совмещены проезжая часть и ходовая база на колесах. Благодаря этому мост можно транспортировать как прицеп при помощи тягача. Поскольку мостовая конструкция объединена с механизмом шасси она считается особым видом техники – мобильным путепроводом [64, 65, 66].



а) Транспортное положение (прицеп к тягачу)



б) Надвигка над траншеей



в) Эксплуатационное положение

Рисунок 1.14 – 3D-модель мобильного путепровода

В транспортном положении мобильный путепровод представлен в виде 3D-модели на рисунке 1.14,а. Тягач перемещает конструкцию к месту работы или на склад на жесткой сцепке. При этом путепровод едет на собственных колесах. После доставки путепровод надвигают прямо на траншею. Для этого

используются специальные металлические направляющие полозья. Их заранее устанавливают над выкопанным рвом (Рисунок 1.14,б) [64, с. 29].

Эксплуатационное положение путепровода показано на рисунке 1.14,в. После того как конструкция будет надвинута на траншею её переводят в режим моста. Для этого монтажные домкраты поднимают ходовые колеса и опускают несущее основание на бетонные опоры. Эти же опоры служат заездами для транспорта на проезжую часть моста (Рисунок 1.14,в). Установленный путепровод позволяет машинам проезжать прямо над местом ремонта коммунальных сетей. Это избавляет город от необходимости организовывать объезды и предотвращает появление пробок. Чтобы вернуть конструкцию в транспортный режим все действия выполняются в обратном порядке. Главный смысл этой разработки в том что она совмещает в себе функции транспортного средства и полноценного моста [64, с. 30].

В настоящее время исследования в области временных мостовых конструкций и путепроводов ведутся не только казахстанскими учёными Кадыровым А.С., Ганюковым А.А., Балабековой К.Г., но и рядом российских исследователей. Среди которых: Пахомов Д.Н., Проценко Д.В., Бокарев С.А. [67, 68], Герасимов В.А., Гуришкин О.П., Кулаков О.М. [69], Файко Ю.И., Шапиро Д.М., Гринберг Е.И. [70, 71], Овчинников И.И. [72], Гриднев С.Ю. [73], Поддубный А.А. [74], Мячин В.Н., Васильев А.А. Курыпов А.А., Жарко, Дианов Н.П., Милородова Ю.С. и др.

Одной из последних разработок российских ученых следует выделить сборно-разборный мост «ТАЙПАН» [67]. Это современное временное мостовое сооружение многократного применения, предназначенное для оперативного устройства переправ через реки и иные препятствия. Конструкция собирается из типовых облегчённых элементов без применения тяжёлой техники с последующей надвижкой пролётного строения. Скорость монтажа достигает 25м в сутки. Пролёты составляют 3–60м, обеспечивается пропуск автомобильных нагрузок А11, Н11 и колонн техники массой до 50т. Мост транспортируется различными видами транспорта, прошёл государственные испытания, включён в нормативные документы и защищён патентами РФ [68].

Следует отметить работы советских ученых Кручинкина А.В. [75], Телова В.И., Кануков В.М. [76] внесшие существенный вклад в развитие советской школы временных и наплавных мостов.

Монография Кручинкина А.В. посвящена анализу и классификации конструкций временных мостовых сооружений различного назначения, включая их пролётные строения, опоры, способы монтажа и особенности расчёта. Автор предпринял попытку систематического изложения конструкций временных мостов, обобщив существующие технические решения и условия их применения, что создало основу для дальнейшего развития мобильных и сборно-разборных мостовых систем.

За рубежом исследования в области мобильных, временных и быстроразвёртываемых мостовых конструкций, как было приведено выше, проводились J. Prokop, J. Odrobiňák, M. Farbák, V. Novotný, B. R. Russell, A. P. Thrall, G. Lederman, Z. You, B. Glišić, Y. Chikahiro, I. Ario, M. Nakazawa, Y.

Hama, K. Chanthamanivong, A. Fujiwara, H. Ma, M. Zumstein, Q. Chen, B. T. Adey, D. M. Hall, J. Xiong, P. Ai, J. Xu, J. Q. Yang, P. Feng, H. M. Waqas, D. Shi, L. Tong, M. Imran, S. Z. Khan, W. Ahmed, S. R. Qureshi, G. R. Thomas, B. J. Sia, A. A. Musthaffa, N. M. Nor, M. A. Yahya и другими авторами.

Как показал обзор работ, в зарубежной практике нормы проектирования временных и быстроразвёртываемых мостов, как правило, выделяются в самостоятельные нормативные документы, регламентирующие расчётные схемы, допустимые нагрузки, требования к устойчивости, транспортируемости и условия эксплуатации. Анализ научных публикаций и технических руководств США, Канады, Великобритании, Японии и стран Европы позволяет сформировать целостное представление о современных технологиях проектирования, изготовления и монтажа временных пролётных строений.

Обобщение зарубежного опыта показывает, что особое внимание уделяется унификации элементов, сокращению сроков развёртывания, модульности конструкций и обеспечению заданной грузоподъёмности при минимальной массе. Это свидетельствует о системном подходе к развитию мобильных мостовых систем и формирует методическую основу для дальнейших исследований в области проектирования мобильных путепроводов.

В Казахстане проектирование мостов и путепроводов в целом осуществляется на основе действующих строительных норм и правил объединенными с еврокодами и межгосударственными стандартами. Однако специальные нормативные документы, посвящённые исключительно мобильным или быстроразвёртываемым мостовым системам, в настоящее время практически отсутствуют. Временные мосты, как правило, рассматриваются в рамках общих положений по проектированию мостовых сооружений либо в составе технической документации.

Таким образом, в отечественной нормативной базе отсутствует систематизированный свод требований, регламентирующий расчёт, конструирование и эксплуатацию мобильных путепроводов как самостоятельного класса сооружений. Это подтверждает актуальность разработки научно-обоснованных методик расчёта и конструктивных решений, адаптированных к условиям эксплуатации в городах Казахстана.

1.3 Современные методы расчёта мобильных мостовых конструкций

Функционирование мостов, путепроводов и других инженерных сооружений под действием эксплуатационных нагрузок представляет собой сложную механическую задачу, определяемую совокупностью геометрических, конструктивных, материаловедческих и эксплуатационных факторов. Реальное поведение сооружения в процессе нагружения может существенно отличаться от идеализированных представлений, поскольку зависит от нелинейности материалов, условий закрепления, взаимодействия с основанием и динамических эффектов. В связи с этим при проектировании создаётся расчётная модель, которая приближённо отражает физическую работу конструкции от момента приложения нагрузки до предельного состояния. Такая модель основывается на выборе рациональной расчётной схемы и

применении соответствующих методов анализа напряжённо-деформированного состояния.

Назначение расчёта мостовых сооружений заключается в обеспечении требуемых показателей надёжности – прочности, устойчивости, жёсткости и долговечности – при рациональном использовании строительных материалов и соблюдении экономических требований. Проектные решения должны учитывать как нормативные ограничения, так и реальные условия эксплуатации, включая многократные циклы нагружения, температурные воздействия и возможные аварийные ситуации.

Современные методы расчёта строительных конструкций условно подразделяются на несколько групп, различающихся математическим аппаратом и областью применения.

К первой группе относятся аналитические методы, основанные на решении дифференциальных уравнений равновесия и совместности деформаций. В рамках данного подхода формируются функциональные зависимости, описывающие распределение усилий, перемещений и напряжений в конструкции. Несмотря на универсальность и теоретическую строгость, аналитические методы требуют значительных математических преобразований и, как правило, применимы для сравнительно простых расчётных схем.

Вторая группа представлена численными методами, предполагающими дискретизацию исходной задачи и замену непрерывных дифференциальных уравнений системой алгебраических соотношений. При этом конструкция представляется совокупностью узлов и элементов, а решение получается в числовой форме. Точность расчёта определяется степенью дискретизации модели и корректностью выбранных аппроксимаций.

К третьей группе относятся вариационные методы, основанные на принципах минимума потенциальной энергии и других энергетических функционалов. Они позволяют получать приближённые решения путём выбора аппроксимирующих функций, удовлетворяющих граничным условиям. Классическими формами реализации являются уравнения Лагранжа–Ритца и Кастильяно–Ритца, применяемые соответственно в перемещениях и напряжениях.

К аналитическим методам традиционно относят метод сил и метод перемещений, широко используемые при расчёте статически неопределимых стержневых систем – балок, рам, ферм и валов. Эти методы обеспечивают высокую точность при расчёте сравнительно компактных систем и позволяют получить аналитическое представление внутренних усилий. Однако при увеличении размерности задачи и усложнении геометрии расчёт становится громоздким и трудоёмким.

Ограничения аналитических подходов частично устраняются применением численных методов, среди которых исторически значимое место занимает метод конечных разностей (МКР). Главный плюс этого подхода заключается в его гибкости: он легко справляется со сложной геометрией и неравномерными нагрузками. Правда, точность здесь напрямую зависит от того, насколько мелко

разбита сетка и правильно ли заданы граничные условия, иначе могут накопиться ошибки.

Логическим развитием этой идеи стал метод конечных элементов (МКЭ). Он удачно сочетает аналитическую точность с мощностью численных расчетов. Мы просто разбиваем конструкцию на множество мелких фрагментов и решаем общую систему уравнений, опираясь на энергетические принципы. Сегодня МКЭ – это универсальный стандарт для расчета мостов и путепроводов. Он позволяет учитывать всё: от нелинейного поведения материалов до сложных контактов «сооружение – грунт», что особенно важно в задачах геотехники.

На основе МКЭ разработаны многочисленные современные программные комплексы инженерного анализа. В области строительных конструкций широкое распространение получил программный комплекс ЛИРА[77,78], обеспечивающий автоматизированный расчёт сооружений различной сложности по прочности, устойчивости и деформациям с учётом действующих нормативов. Программные средства позволяют формировать пространственные расчётные модели, учитывать различные сочетания нагрузок и выполнять подбор сечений.

В машиностроительной и многопрофильной инженерной практике активно применяются такие программные комплексы, как ANSYS, ABAQUS, NASTRAN, LS-DYNA и др., реализующие расширенные возможности нелинейного анализа, динамического расчёта и моделирования контактных задач. Их использование позволяет исследовать поведение элементов мостовых конструкций при сложных режимах нагружения и оценивать предельные состояния с высокой степенью детализации [79, 80, 81, 82].

Проектирование мостов и путепроводов осуществляется на основе результатов технико-экономического обоснования и инженерных изысканий. На данном этапе формируется оптимальная конструктивная схема, определяются основные параметры пролётных строений и опор, а также оценивается экономическая целесообразность выбранного решения [84].

Ключевым этапом расчёта является определение внутренних усилий при наиболее неблагоприятных сочетаниях нагрузок. Для этого применяются методы сил, перемещений и теория упругости в сочетании с реализацией метода конечных элементов в специализированных программных комплексах. Такой подход обеспечивает комплексный анализ напряжённо-деформированного состояния конструкции.

При выборе размеров поперечных сечений элементов применяются два основных подхода: метод допускаемых напряжений и метод предельных состояний. Их отличие заключается в способе обеспечения требуемого запаса прочности и надёжности конструкции.

Метод допускаемых напряжений исторически применялся в ряде зарубежных стран и основывается на ограничении рабочих напряжений величинами, меньшими предельных значений материала. В отечественной практике с 1960-х годов основным стал метод предельных состояний, обеспечивающий более рациональное распределение коэффициентов надёжности и позволяющий учитывать вероятностный характер нагрузок. Оба

подхода доказали свою эффективность при создании надёжных и экономичных мостовых конструкций [84, с. 87].

Пределным состоянием считается такое состояние сооружения, при котором оно перестаёт удовлетворять требованиям безопасности или эксплуатационной пригодности. Различают две группы предельных состояний. Первая группа связана с потерей несущей способности и включает расчёт на прочность и устойчивость. Вторая группа расчетов касается нормальной эксплуатации. Здесь мы проверяем конструкцию на деформации и трещиностойкость – для железобетона это принципиальный момент.

Все нагрузки делятся на постоянные и временные. К первым относятся вес самого путепровода, давление грунта и преднапряжение. Ко вторым относится транспорт, климат и динамика. Разумеется, ключевой в нашем случае остается транспортная нагрузка, которая принимается по нормативным моделям. При этом важно понимать: хотя путепровод и временный, по уровню надежности он не должен уступать капитальным мостам

Допустимые ограничения могут касаться режима эксплуатации – скорости движения, габаритов проезда или интервалов между транспортными средствами, однако требования по безопасности остаются неизменными.

Проектирование мостов и путепроводов в Республике Казахстан осуществляется в соответствии с действующими сводами правил, регламентирующими расчёт нагрузок и воздействий, правила их сочетаний, требования к материалам и конструктивным решениям. В частности, применяются СП РК EN 1990 «Основы проектирования несущих конструкций», СП РК EN 1991-1-1 «Воздействия на несущие конструкции. Собственный вес, постоянные и временные нагрузки», СП РК EN 1991-2 «Воздействия на несущие конструкции. Транспортные нагрузки на мосты», а также СП РК EN 1993-1-1 «Проектирование стальных конструкций. Общие правила», устанавливающие требования к обеспечению прочности, устойчивости и эксплуатационной пригодности сооружений [84-88]. Данные документы являются национально адаптированными версиями Еврокодов и основаны на расчёте по предельным состояниям с использованием системы частичных коэффициентов надёжности, что обеспечивает интеграцию отечественной нормативной базы с международными стандартами проектирования мостовых конструкций.

При этом следует отметить, что в действующей нормативной базе РК отсутствуют специализированные нормы, регламентирующие расчёт именно временных мостовых сооружений и мобильных путепроводов, вследствие чего их проектирование, как правило, выполняется по требованиям, установленным для капитальных мостов, с соответствующей адаптацией расчётных параметров и условий эксплуатации.

Современные направления развития методов расчёта мостов и путепроводов характеризуются переходом к интеллектуальным цифровым технологиям проектирования. Наряду с традиционным конечно-элементным анализом всё шире применяется параметрическая оптимизация конструкций, позволяющая варьировать геометрические и конструктивные параметры с

целью получения рационального решения по критериям прочности, жёсткости, массы и стоимости[89].

Значительное развитие получило суррогатное моделирование (Response Surface), при котором на основе серии численных расчётов формируется приближённая математическая модель отклика конструкции. Это существенно сокращает вычислительные затраты при выполнении многократных оптимизационных итераций и особенно эффективно при многокритериальной оптимизации[90].

Актуальным направлением является многокритериальная оптимизация, учитывающая одновременно несколько показателей – несущую способность, деформативность, устойчивость, экономичность и технологичность. Такой подход позволяет принимать сбалансированные инженерные решения с учётом эксплуатационных требований[91].

Сейчас всё чаще расчетные модели объединяют с BIM-технологиями. Это позволяет собрать в одной цифровой среде всё: от геометрии до графиков монтажа. В итоге проект получается согласованным, а любые правки вносятся гораздо проще [92].

Параллельно смещается фокус на жизненный цикл сооружения (LCA). Мы уже не просто считаем конструкцию на прочность «здесь и сейчас», а оцениваем её долговечность, будущие затраты на ремонты и даже на демонтаж. Такой подход делает мосты не только надежнее в долгосрочной перспективе, но и экономически оправданными [93].

Таким образом, современные методы расчёта мостов и путепроводов переходят от изолированного анализа несущей способности к комплексному цифровому проектированию, сочетающему моделирование, оптимизацию и оценку жизненного цикла. При этом классические аналитические методы, методы сил и перемещений, а также метод конечных элементов сохраняют свою актуальность и остаются базовыми инструментами инженерного анализа, обеспечивая проверку, интерпретацию и обоснование получаемых результатов. Интеграция традиционных расчётных подходов с интеллектуальными алгоритмами оптимизации и BIM-технологиями формирует основу для создания технически рациональных, экономически эффективных и надёжных мостовых конструкций нового поколения.

1.4 Анализ методов расчёта взаимодействия опор с грунтовым основанием

Взаимодействие опор различных типов таких как, фундаменты мелкого и глубокого заложения, свайных групп, опор мостов, путепроводов, подпорных стен, а также опор мобильных и временных путепроводов с грунтовым основанием остаётся одной из центральных и наиболее сложных задач современной геотехники, строительной механики и мостостроения. Грунт как многофазная, нелинейная, анизотропная и неоднородная среда проявляет сложное поведение, зависящее от уровня НДС, характера и истории нагружения, степени водонасыщения, реологических свойств (ползучесть,

релаксация), динамических воздействий (сейсмика, вибрации от транспорта, циклические нагрузки) и временных факторов [94].

Особое значение приобретает расчёт опор сборно-разборных временных мостов, мобильных путепроводов и т.п., которые предназначены для краткосрочной или среднесрочной эксплуатации. Такие путепроводы часто приходится ставить на "сложных" участках: на слабом грунте, неоднородных или подрабатываемых территориях. При этом они работают под жестким трафиком, включая тяжеловозы, а монтировать их нужно быстро. В таких условиях мы не имеем права на большие осадки или крены. Нам важно не просто собрать конструкцию, но и уметь оперативно её подправить, например, усилив основание или добавив пригруз, если возникнет неравномерная просадка.

Точный расчет взаимодействия в системе "опора–грунт–сооружение" дает нам четкий прогноз: какими будут смещения, выдержит ли металл нагрузки и не потеряет ли система устойчивость [95]. Только так можно застраховаться от аварий, лишних деформаций и, в конечном счете, серьезных финансовых потерь

Методы расчёта взаимодействия опор с грунтовым основанием классифицируются следующим образом: аналитические и полуаналитические (упрощённые математические модели), численные (дискретизация домена), экспериментальные и полевые (натурные испытания, мониторинг), комбинированные и вероятностные.

Аналитические и полуаналитические методы используют упрощённые модели (Винклера, Пастернака, упругое полупространство, импедансные функции Газетаса), дающие закрытые или приближённые решения. Они быстрые, наглядные, удобны для предварительных расчётов, нормативных проверок и оптимизации на ранних стадиях. Основные ограничения – линейность, предположение однородности или простой слоистости, невозможность учёта пластичности, отрыва, проскальзывания и сложной динамики.

Численные методы основаны на дискретизации области (МКЭ, МКР, МГЭ, гибридные подходы) и позволяют моделировать нелинейные конститутивные модели грунта, контактные условия, последовательность нагружения, динамику, анизотропию и большие деформации. Обеспечивают максимальную точность и универсальность для сложных объектов, но требуют значительных вычислительных ресурсов, качественной калибровки параметров и верификации.

Экспериментальные и полевые методы включают штамповые и прессиометрические испытания, статические/динамические испытания свай, зондирование, лабораторные опыты и геотехнический мониторинг. Дают наиболее достоверные данные о реальном поведении грунта и системы, позволяют определять фактические параметры и верифицировать расчёты. Недостатки – высокая стоимость, длительность и ограниченная переносимость результатов на другие площадки.

Комбинированные и вероятностные методы интегрируют аналитические, численные и экспериментальные подходы, включая калибровку моделей по натурным данным, суперэлементы, вероятностный анализ надёжности (Monte-Carlo, FORM), байесовские методы и машинное обучение. Повышают достоверность в условиях неопределённости, позволяют оптимизировать конструкции с учётом риска и обосновывать экономичные решения при сохранении требуемой надёжности.

Нормативная база Республики Казахстан в области геотехники и фундаментостроения, включая СН РК 5.01-02-2013 «Основания зданий и сооружений», СН РК 5.01-01-2013 «Земляные сооружения, основания и фундаменты», СП РК EN 1997 «Геотехническое проектирование» (Еврокод 7), а также СП РК EN 1998 «Проектирование сейсмостойких конструкций» (Еврокод 8), предоставляет комплексный подход к расчётам взаимодействия опор с грунтовым основанием. По нормативам мы можем считать как угодно: хоть по старинке вручную, хоть на сложных компьютерных моделях [96–99]. Но есть железное условие – теорию нужно подтверждать практикой. Любой расчет должен биться с результатами испытаний, данными мониторинга или реальным опытом работы с грунтами на похожих объектах.

Сама расчетная схема не может быть просто набором цифр. В ней важно учесть всё «железо» и «землю» в связке: какой там грунт, есть ли грунтовые воды, насколько жесткая сама конструкция и как она давит на основание. Мы также закладываем в модель возможные дефекты опор и даже то, в какой последовательности будем собирать мост. Обязательно учитываем и тряску – от сеймики до банальной вибрации от проезжающих фур.

С мобильными опорами всё еще сложнее. Они временные, система не такая жесткая, как у капитального моста, а нагрузки от машин постоянно «гуляют». Наша главная задача – сделать так, чтобы при всей скорости сборки и разборки конструкция не проседала и не кренилась, оставаясь абсолютно безопасной. Такой всесторонний учёт факторов обеспечивает надёжность, безопасность и экономичность решений в соответствии с требованиями национальных норм и европейских стандартов.

Простейшая и наиболее распространённая аналитическая модель – модель Винклера в которой грунт представлен независимыми упругими пружинами [100]:

$$p(x, y) = k \cdot w(x, y), \quad (1.1)$$

где p – контактное давление, k – коэффициент постели (кН/м^3), w – осадка. Модель широко используется для предварительных расчётов мелкозаглублённых фундаментов, свай (с кривыми p - y , t - z , Q - z) и особенно опор мобильных путепроводов под временными нагрузками (АК, НК-80, сверхнормативный транспорт).

Преимущества этой модели заключается в чрезвычайной простоте, мгновенная реализация в SCAD, LIRA-SAPR, MicroFE, возможность быстрой итерационной оптимизации размеров опор. Недостатками является полное

игнорирование связности и распределения напряжений в грунте, сильная зависимость k от размеров фундамента, уровня нагрузки и типа грунта, непригодность для нелинейных, динамических и длительных воздействий. Для мобильных опор часто приводит к недооценке кренов при несимметричном нагружении.

Улучшенные варианты представляют модель Пастернака (двухпараметрическая, с учётом сдвиговой жёсткости) и модель Власова-Леонтьева. Более точные аналитические решения опираются на теорию упругого полупространства и импедансные функции Газетас и др. В этом случае осадка поверхностной опоры [101]:

$$w = \frac{1-\nu^2}{E} \cdot p(\xi, \eta) \cdot f(r) d\xi d\eta, \quad (1.2)$$

где $f(r)$ – функция влияния, E , ν – модуль упругости и коэффициент Пуассона. Методы Газетаса дают частотнозависимые импедансы (жёсткость и демпфирование), что критически важно для вибраций от тяжёлого транспорта на мобильных путепроводах.

Преимущества улучшенных вариантов заключается в закрытых формулах для простых форм и учёт динамики. Недостатками являются линейность, невозможность моделировать пластичность, отрыв, проскальзывание, слоистость. Для временных опор путепровода только начальная оценка с последующей корректировкой.

Наиболее мощные и универсальные – методы конечных элементов (МКЭ), конечных разностей (МКР), граничных элементов (МГЭ) и гибридные подходы. Грунт и опора рассматриваются как единая система в 2D/3D с интерфейсными элементами (контакт, трение, отрыв). Для расчетов используются продвинутое модели грунта (вроде Hardening Soil или модели Зарецкого), заложенные в современные программы. Метод конечных элементов (МКЭ) здесь подходит лучше всего: он "понимает", как мобильный мост давит на слабый грунт (торф или ил), как на конструкцию влияет вибрация от фур и что происходит с опорами после сотен циклов сборки и разборки. Это помогает нам заранее найти такие места для опор, чтобы мост не перекошило.

Чтобы не перегружать компьютер лишними цифрами, используется метод суперэлементов – "сворачивает" расчет сложной верхушки моста в одну жесткую точку. Это не просто упрощает работу: учет реальной жесткости конструкции показывает, что осадка на самом деле на 30–40 % меньше, чем в простых моделях. Считать всё это удобнее в таких комплексах, как Plaxis, Midas, ANSYS или проверенных SCAD и LIRA.

У численных методов огромный плюс – они видят реальную картину: форму опор, слои грунта и даже историю того, как его нагружали раньше. Но есть и обратная сторона: такие программы очень "капризны". Если ошибиться в данных по грунту хотя бы немного, результат будет неверным. Поэтому любую компьютерную модель обязательно нужно перепроверять реальными испытаниями на месте

В сейсмическом и динамическом проектировании различают подструктурный (экономичный, линейный) и прямой (полная нелинейная модель) подходы. Современные тенденции: нелинейный SSI, суперэлементы, вероятностные методы, машинное обучение для идентификации параметров, интеграция BIM и мониторинга. Сравнительный анализ рассмотренных методов расчета взаимодействия опор с грунтовым основанием представлен в таблице 1.1.

Таблица 1.1 – Сравнительный анализ методов

Метод / Подход	Применимость	Точность	Вычислительные затраты	Рекомендации
Аналитические (Винклер и др.)	Предварительные расчёты, категория I–II	Низкая–средняя	Минимальные	Начальная оценка осадок и кренов; обязательная верификация
Полуаналитические (Газетас)	Динамика, средняя сложность	Средняя	Низкие	Вибрации от транспорта; комбинировать с Plaxis/Midas
Численные МКЭ (Plaxis, Midas, ANSYS)	Сложные грунты, динамика, сейсмика	Высокая	Высокие	Основной метод; поэтапный расчёт, оптимизация, мониторинг
Специализированные (LPile, GROUP)	Свайные опоры	Высокая для свай	Средние	Свайные фундаменты временных опор на слабых грунтах

Из таблицы 1.1. видно, что аналитические и полуаналитические методы (Винклер, Пастернак, Газетас, упругое полупространство) подходят для простых объектов (категория I–II), предварительных оценок и нормативных проверок благодаря высокой скорости и минимальным затратам. К таким категориям можно отнести систему «опора путепровода – грунтовое основание» (чаще всего I категория). Однако линейность и игнорирование связности грунта приводят к погрешности 30–50 % в сложных условиях, особенно при неравномерных нагрузках на мобильные путепроводы. Для опор путепроводов этого будет достаточно, т.к. он эксплуатируется в городских условиях, где преобладают сложенные грунты достаточной твердости.

Численные методы (МКЭ в Plaxis 3D, Midas GTS NX/Civil, ANSYS, ABAQUS) обеспечивают максимальную точность для слабых оснований, сейсмики и временных конструкций: учитывают нелинейность, контакт, поэтапное строительство и динамику, снижая расчётные осадки и усилия на 20–

40%. Ограничения – высокая вычислительная сложность и необходимость верификации по полевым данным.

Специализированные программы (LPile, GROUP) оптимальны для свайных опор мобильных путепроводов на слабых грунтах.

В сейсмическом проектировании подструктурный подход экономичен для линейных задач, прямой – предпочтителен для нелинейного SSI на ответственных объектах.

Рекомендации для мобильных путепроводов могут быть следующими:

– аналитические методы с корректировкой по опыту;

– детальное проектирование и сложные грунты – численное моделирование;

– в ANSYS, Plaxis 3D или Midas GTS NX/Civil с поэтапным расчётом и верификацией по испытаниям;

– обязательный геотехнический мониторинг в процессе эксплуатации.

Такой подход обеспечивает баланс точности, экономичности и соответствия нормам Республики Казахстан (СН РК 5.01-02-2013, СП РК EN 1997 и др.).

Таким образом, анализ показывает, что для большинства объектов (включая мобильные путепроводы) оптимально иерархическое сочетание: аналитические методы для предварительного этапа и нормативных проверок → численные расчёты в верифицированных программах (Plaxis 3D, Midas GTS NX / Civil, ANSYS) для сложных случаев → обязательный геотехнический мониторинг в процессе эксплуатации. Дальнейшее развитие методов должно быть направлено на более точный учёт реальной жёсткости сооружения, нелинейных и динамических эффектов, а также на разработку ускоренных процедур для временных конструкций.

1.5 Цель и задачи исследования

Проведённый анализ современного состояния проблемы показал, что в мировой и отечественной практике активно развиваются мобильные и быстроразвёртываемые мостовые системы различного назначения – военные, аварийные, ремонтные и временные. При этом большинство известных решений ориентированы либо на преодоление естественных преград (реки, овраги), либо на краткосрочное обеспечение транспортной связи в чрезвычайных ситуациях. В условиях плотной городской застройки и необходимости проведения длительных ремонтов подземных коммунальных сетей особую актуальность приобретает создание специализированных мобильных путепроводов, обеспечивающих непрерывность движения транспорта без устройства объездов.

Впервые в мировой практике конструкция мобильного путепровода для ремонта коммунальных сетей была предложена Кадыровым А.С. и Ганюковым А.А. [64, с.28-29] (Рисунок 1.14). Данная система представляет собой однопролётный путепровод, совмещающий несущую конструкцию и ходовую часть, что формирует отдельный класс транспортной техники – мобильные путепроводы. Вместе с тем анализ конструкции-прототипа показывает, что она

реализована как единая пролётная система ограниченной длины и ориентирована на преодоление траншей определённой ширины.

Рост масштабов реконструкции городских инженерных сетей, увеличение ширины вскрываемых участков дорожного полотна, а также необходимость адаптации конструкции к различным условиям монтажа и геометрии траншей обуславливают потребность в разработке модульного варианта мобильного путепровода, состоящего из отдельных унифицированных блоков. Такая модульная система должна обеспечивать возможность варьирования пролётной схемы и преодоления траншей большей ширины при сохранении мобильности, технологичности и требований безопасности дорожного движения.

Дополнительным фактором, подтверждающим актуальность исследования, является отсутствие в действующей нормативной базе Республики Казахстан специализированных требований к расчёту мобильных путепроводов как самостоятельного класса сооружений. Их проектирование в настоящее время осуществляется по нормам капитальных мостов с адаптацией расчётных параметров, что не в полной мере учитывает особенности временного режима работы, подвижного характера нагрузок, ограниченной жёсткости системы и взаимодействия с грунтовым основанием.

Исходя из проведенного анализа формируется необходимость разработки научно обоснованной методики расчёта и проектирования модульного мобильного путепровода, прототипом которого является конструкция Кадырова–Ганюкова, но отличающегося модульной структурой пролётного строения, расширенным диапазоном перекрываемых пролётов и адаптацией к различным условиям эксплуатации. На основании вышеизложенного, была сформулирована цель настоящего диссертационного исследования.

Цель исследования заключается в обосновании и исследовании работы конструкции модульного путепровода, с учетом свойств грунтового основания, применяемого при ремонте городских коммунальных сетей.

Поставленная цель достигается решением следующих **задач**:

- аналитический обзор конструкций временных мостов, путепроводов, различных методов их расчета и взаимодействия опор с грунтовыми основаниями;
- обоснование и выбор несущих конструкций наклонного и ортогонального модуля, а так же ходовой части мобильного путепровода;
- исследование, расчет и проектирование конструкции ортогонального модуля и осей ходовой части на прочность, жесткость и устойчивость;
- исследование, расчет и оценка прочности грунтового массива от нагрузки опор модульного путепровода;
- исследование и расчет устойчивости бортов траншей коммунальных сетей от нагрузки опор модульного путепровода;
- математическое моделирование в программном комплексе Ansys системы «опора путепровода – грунтовое основание» для проверки оценки прочности грунтового массива;
- разработка способов монтажа путепровода и реализация результатов исследования.

2 РАЗРАБОТКА И ТЕХНИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ КОНСТРУКЦИИ МОДУЛЬНОГО МОБИЛЬНОГО ПУТЕПРОВОДА

2.1 Область применения и условия эксплуатации модульных путепроводов

Модульные мобильные путепроводы относятся к временным транспортным сооружениям, предназначенным для обеспечения движения транспорта в период проведения строительных или ремонтных работ. Их основная задача заключается в сохранении непрерывности транспортного потока при вскрытии проезжей части или временном нарушении дорожной инфраструктуры.

Наиболее распространённой областью применения является ремонт подземных инженерных сетей в городских условиях. При замене тепловых, водопроводных и канализационных труб движение по проезжей части часто ограничивается или полностью прекращается. Установка модульного путепровода над траншеей позволяет сохранить движение по основному направлению.

Такое применение мобильных путепроводов при ремонте коммунальных сетей повышает эффективность городской транспортной системы, снижая образование заторов, исключая протяжённые объезды и уменьшая нагрузку на прилегающие улицы. Это сокращает неудобства для населения, повышает устойчивость транспортной логистики и уменьшает экономические потери, связанные с потерей времени и перерасходом топлива. Одновременно снижается уровень выбросов загрязняющих веществ за счёт сокращения простоев транспорта и нерациональных маршрутов движения, что положительно отражается на экологической обстановке города.

Такие мобильные мосты – настоящая универсальная конструкция не только при ремонте труб. Они отлично подходят для стройки подземных переходов, тоннелей или дорог, работая как временная эстакада. Их удобно использовать и в поле, например, на дамбах, где строить капитальный мост слишком долго и дорого. А если случится ЧП и дорогу размочет, такая конструкция поможет за считанные часы восстановить проезд.

Хотя эти путепроводы временные, спрос с них как с настоящих. Они должны без проблем выдерживать тяжелые фуры и стоять «мертво», не качаясь. Самое слабое место здесь – грунт. Часто мост приходится ставить там, где земля не подготовлена, поэтому нужно постоянно следить, чтобы опоры не просели и мост не перекошило, иначе машины просто не проедут.

Еще одна важная деталь: конструкция – это конструктор, который будут собирать и разбирать сотни раз. Значит, все стыки должны быть сверхнадежными, а сам металл – жестким, чтобы не "устать" от постоянной тряски.

В будущем такие мосты станут еще легче и прочнее за счет новых материалов. Мы работаем над тем, чтобы все детали были стандартными (унифицированными) тогда сборка будет занимать минимум времени. А современные компьютерные расчеты помогают нам найти ту самую «золотую

середины», где конструкция максимально легкая, но при этом абсолютно надежная

В целом модульные путепроводы могут рассматриваться как практичное и гибкое решение для временной организации движения. Их применение позволяет снизить транспортные потери, уменьшить социальные неудобства в период ремонта и повысить устойчивость работы городской транспортной системы.

2.2 Конструктивная схема и общее устройство модульного путепровода

Прототипами разрабатываемого модульного путепровода являются мобильный однопролётный путепровод, предназначенный для перекрытия ремонтных траншей коммунальных сетей (Рисунок 1.14, п.1.1), а также мобильный дорожный путепровод модульного типа, применяемый для устранения заторов на перекрёстках (Рисунок 1.11, п.1.1)

Недостатком однопролётного мобильного путепровода (Рисунок 1.14, п.1.1) является ограниченность перекрываемого пролёта (до 8м.) ремонтных траншей, обусловленная его балочной схемой. Увеличение длины пролёта приводит к существенному росту изгибающих моментов, прогибов и металлоёмкости конструкции, что снижает её транспортную эффективность и усложняет условия монтажа. Кроме того, однопролётная схема не предусматривает гибкого наращивания длины в зависимости от ширины траншеи, что ограничивает область её применения при ремонте широких инженерных коммуникаций или нескольких параллельных сетей.

Недостатком мобильного дорожного путепровода (Рисунок 1.11, п.1.1) является его ориентация на организацию движения на перекрёстках, а не на перекрытие протяжённых линейных препятствий. Конструкция включает наклонные и прямолинейные модули, рассчитанные на перераспределение транспортных потоков, однако при установке над открытой траншеей возникает проблема размещения промежуточных опор и обеспечения устойчивости при значительной ширине раскрытия. В условиях ремонта коммунальных сетей такая схема не применима.

Устранить недостатки однопролётного и дорожного путепроводов по длине перекрываемого пролёта и отсутствию промежуточных опор теоретически способен танковый мостокладчик (Рисунок 1.3-1.4, п.1.1). Однако такие системы предназначены для военного применения, отличаются большой массой, высокой стоимостью и не соответствуют условиям городского движения, что делает их использование при ремонте коммунальных сетей в городской среде нецелесообразным.

Устраняет вышеуказанные недостатки предлагаемый модульный путепровод, который представляет собой сборно-разборную мобильную мостовую конструкцию, включающую отдельные пролётные модули, опорные элементы и ходовую часть для транспортировки. Конструктивная схема формируется из унифицированных пространственных модулей, соединяемых между собой в единую несущую систему, что позволяет варьировать длину

перекрываемого пролёта в зависимости от ширины траншеи или иного препятствия (Рисунок 2.1).



а) Транспортное положение (прицеп к тягачу)



б) Эксплуатационное положение

Рисунок 2.1 – 3D-модель мобильного модульного путепровода

Согласно представленной 3D-модели на рисунке 2.1, мобильный модульный путепровод функционирует в двух режимах: транспортном и эксплуатационном. В транспортном режиме (Рисунок 2.1, а), конструкция представляет собой компактно собранную систему, установленную на собственной ходовой части и перемещаемую к месту эксплуатации тягачом на жёсткой сцепке. Такое решение обеспечивает мобильность и возможность оперативной переброски путепровода к участкам проведения ремонтных работ.

После доставки на объект путепровод переводится из транспортного режима в эксплуатационный (Рисунок 2.1, б). Производится его разборка и снятие с транспортного положения, далее выполняется монтаж крановым способом с установкой конструкции над ремонтной траншеей. В процессе монтажа ходовые колёса поднимаются, после чего наклонные модули опускаются на заранее подготовленные опоры. Опирается конструкция на торцевые опоры, размещаемые вне зоны раскрытой траншеи. Пролетный модуль опирается своими стойками вдоль бортов на дне траншеи и соединяется жесткой сцепкой с наклонными модулями, что обеспечивает свободное пространство для выполнения ремонтных работ.

В эксплуатационном положении путепровод обеспечивает безопасное пересечение траншеи транспортными средствами без ограничения движения по основному направлению (Рисунок 2.1, б). Демонтаж и перевод путепровода из эксплуатационного режима в транспортный осуществляются в обратной последовательности по отношению к монтажу, с поэтапной разборкой модулей и приведением конструкции в исходное транспортное положение. Дополнительное оборудование, включая железобетонные опоры, ограждения, домкраты и металлические стойки, может транспортироваться совместно с путепроводом, размещаясь на его платформе, что обеспечивает комплексность и автономность применения конструкции.

Объединение модульной мостовой конструкции с собственной ходовой частью формирует самостоятельный класс транспортной техники – модульные мобильные путепроводы.

Принципиальное отличие разрабатываемого модульного путепровода (Рисунок 2.1) от однопролетного (Рисунок 1.14, п.1.1), заключается в дискретной структуре пролётного строения. Если однопролетная конструкция представляет собой единый жёсткий блок с неизменяемой длиной (до 8м), то модульный путепровод формируется из отдельных унифицированных секций, соединяемых в пространственную систему требуемой протяжённости (более 8м). Это обеспечивает возможность варьирования длины пролёта без изменения базовой конструктивной схемы, снижает расчётные усилия в отдельных элементах за счёт рационального распределения пролетов и повышает адаптивность конструкции к различной ширине траншей и условиям городской застройки. В таблице 2.1 представлен сравнительный анализ однопролетного и модульного путепровода.

Таблица 2.1 – Сравнительная характеристика однопролётной и модульной схем мобильных путепроводов

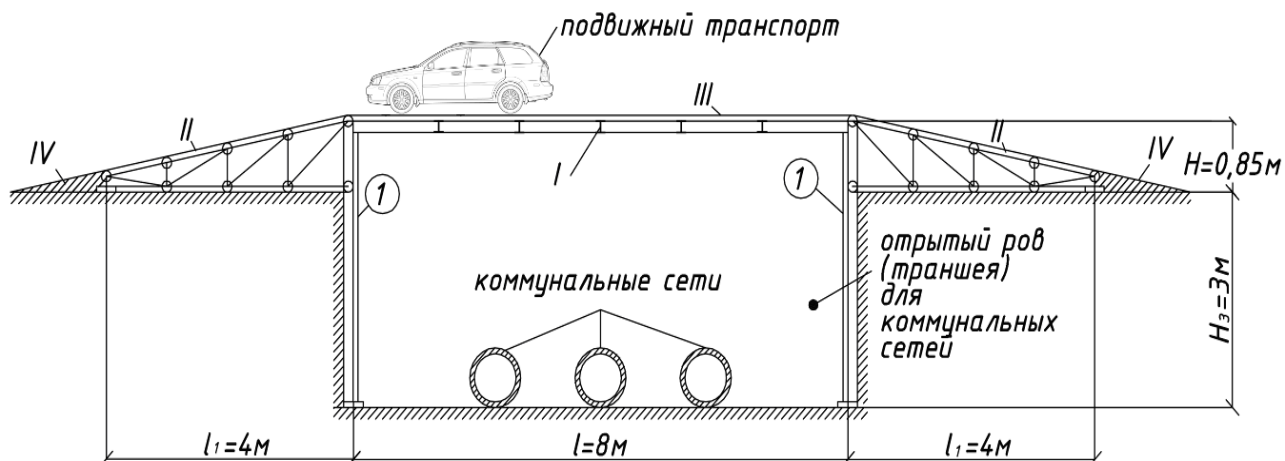
№	Критерий сравнения	Однопролётный мобильный путепровод	Модульный мобильный путепровод
1	Конструктивная схема	Цельный пролёт, объединённый с ходовой частью	Сборная система из унифицированных модулей
2	Возможность изменения длины	Фиксированная длина пролёта	Регулируемая длина за счёт добавления/исключения модулей
3	Адаптация к ширине траншеи	Ограничена расчётной длиной пролёта	Гибкая, допускает перекрытие траншей различной ширины
4	Транспортировка	Перемещается как единая конструкция	Транспортируется отдельными модулями и как единая конструкция
5	Монтаж и демонтаж	Минимальное время установки	Требуется сборка и стыковка элементов
6	Масса элемента	Значительная масса единой конструкции	Масса распределена между отдельными модулями
7	Конфигурация	Преимущественно прямолинейная	Возможна прямолинейная и криволинейная схема
8	Область применения	Локальные ремонтные участки фиксированной ширины	Протяжённые или переменные зоны работ
9	Возможности оптимизации	Ограничены общей геометрией конструкции	Возможна параметрическая оптимизация отдельных модулей
10	Перспективы масштабирования	Ограничены конструктивной длиной	Допускается поэтапное наращивание пролётной системы

Анализ таблицы 2.1 показывает, что однопролётная схема целесообразна для локальных ремонтных участков с заранее известными параметрами, тогда как модульная конструкция более универсальна и эффективна при переменной протяжённости зоны работ и необходимости масштабирования пролётной системы.

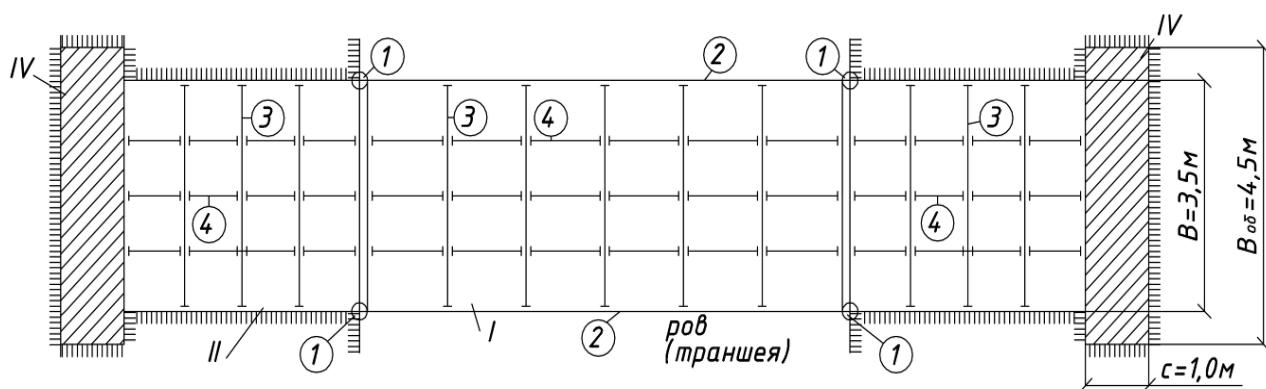
На Рисунке 2.2 показана общая укрупненная модульная схема мобильного путепровода, предназначенного для перекрытия траншеи с подземными коммуникациями.

С конструктивной точки зрения путепровод состоит из ортогонального модуля (Рисунок 2.2, позиция I) и двух въездных участков, сформированных наклонными модулями (Рисунок 2.2, позиция II). Центральная часть выполнена в виде пространственной П-образной рамы, включающей вертикальные стойки (Рисунок 2.2, позиция 1), продольные балки рамы (Рисунок 2.2, позиция 2) и поперечные балки (Рисунок 2.2, позиция 3). Указанные элементы образуют жёсткий рамный каркас, воспринимающий вертикальные нагрузки от подвижного транспорта и передающий их на опорные зоны по краям траншеи.

а) Вид сбоку (фасад):



б) Вид сверху (план):



Экспликация модулей:

- I – Ортогонально-ориентированный модуль (пространственная рама конструкции);
- II – Наклонно-ориентированные модули (опорно-навесная ферма);
- III – Металлический настил проезжей части;
- IV – Въездные железобетонные аппарели.

Экспликация конструкции сборных модулей:

- 1 – вертикальные стойки пространственной рамы (опоры);
- 2 – продольные балки рамы (ригели);
- 3 – поперечные балки рамы (ригели);
- 4 – продольные балки (подкрепляющие ребра) проезжей части.

Рисунок 2.2 – Общая модульная схема путепровода

По обе стороны пролётной части расположены наклонно-ориентированные модули (Рисунок 2.2, позиция II), выполненные по типу опорно-навесных ферм. Они обеспечивают плавный въезд и съезд транспортных средств, а также повышают пространственную устойчивость конструкции в продольном направлении. Проезжая часть выполнена в виде металлического настила (Рисунок 2.2, позиция III), который опирается на продольные балки и подкрепляющие рёбра (Рисунок 2.2, позиция 4), обеспечивая распределение колесной нагрузки на элементы несущей системы.

Опираение всей конструкции осуществляется через въездные железобетонные аппарели (Рисунок 2.2, позиция IV), расположенные вне зоны траншеи. Через них нагрузка передаётся на грунтовое основание по краям траншеи. В результате создаётся схема пролётного строения с опиранием за пределами разрабатываемого участка.

В плане путепровод представляет собой модульную систему с повторяющимися центральными элементами (Рисунок 2.2, позиция I), что позволяет варьировать длину перекрываемого участка за счёт добавления пролётных модулей. В укрупнённом конструктивном виде сооружение является сборной пространственной рамно-балочной системой с металлическим настилом (Рисунок 2.2, позиция III), опирающейся на железобетонные аппарели (Рисунок 2.2, позиция IV) и обеспечивающей временный проезд транспорта над зоной проведения коммунальных работ.

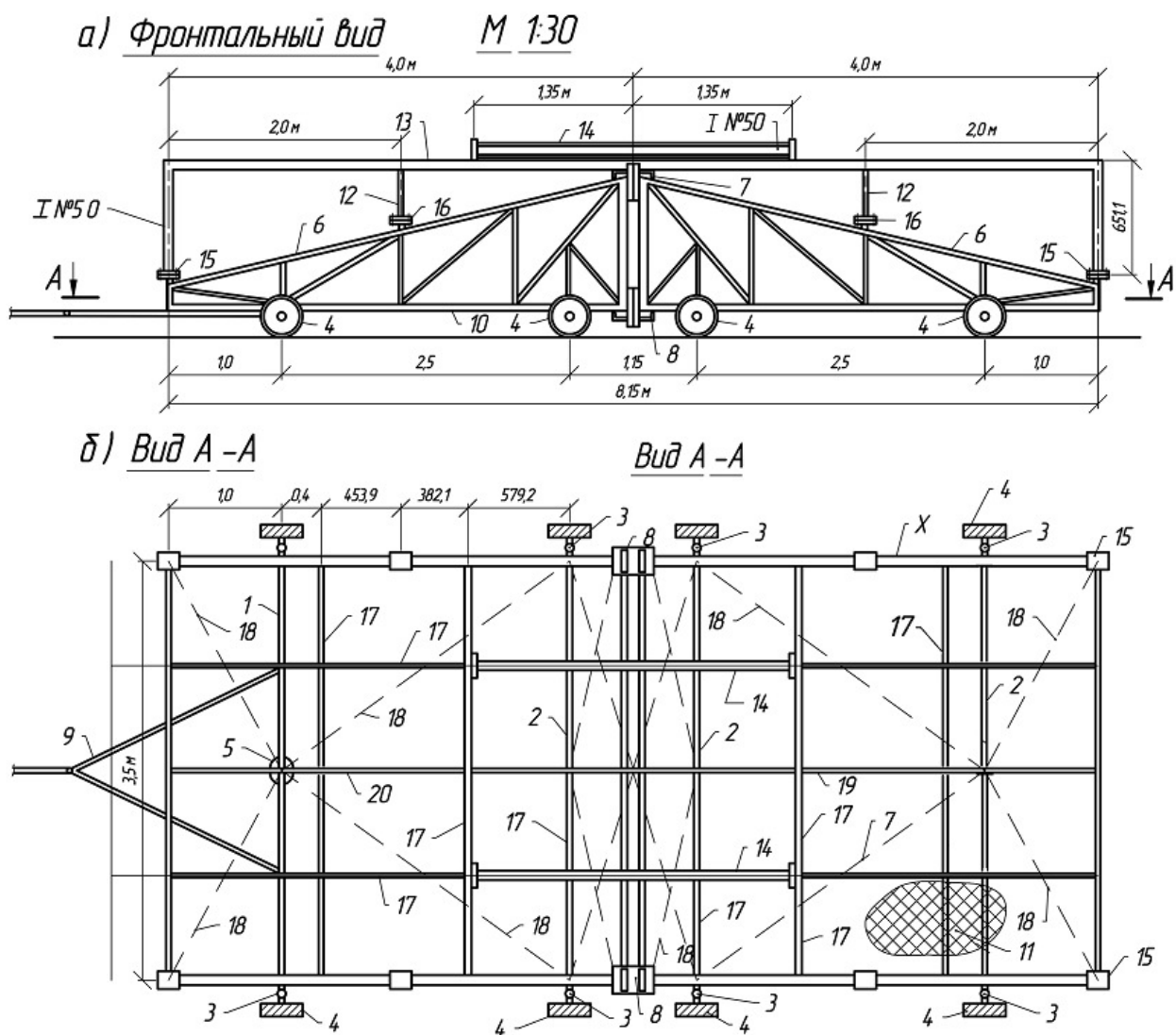
Конструктивные схемы модульного путепровода разработаны для применения в двух вариантах: транспортном и эксплуатационном.

В транспортном варианте путепровод перемещается к месту производства работ на собственной ходовой части или в сцепке с тягачом (Рисунки 2.3 и 2.4). В этом положении конструкция функционирует как мобильное транспортное средство, что обеспечивает её быструю доставку и перебазирование между объектами.

В эксплуатационном варианте путепровод устанавливается над траншеей или участком ремонта и переводится в рабочее положение (Рисунки 2.5 и 2.6). В этом режиме он выполняет функции временного моста, обеспечивая безопасный и непрерывный пропуск автотранспорта без организации объездных маршрутов.

Таким образом, конструкция совмещает функции транспортного средства и мостового сооружения.

В транспортном положении модульный путепровод представляет собой пространственную рамно-ферменную конструкцию, объединённую с ходовой частью и сцепным устройством, образующую единый мобильный блок для буксировки тягачом (Рисунок 2.3).



1 - передняя поворотная ось (составное сечение); 2 - средняя и задняя оси (составное сечение); 3 - устройство для поворота колес; 4 - колеса с шинами низкого давления; 5 - рулевое устройство передней оси; 6 - наклонно-ориентированный модуль (стальная ферма); 7 - верхние транспортные замки; 8 - нижние транспортные замки; 9 - буксирное устройство; 10 - нижний пояс фермы; 11 - металлический рифленый настил ($\delta=20\text{мм}$); 12 - транспортная стойка(квадрат $50\times 50\times 5$); 13 - верхняя часть пространственной рамы (I №50); 14 - нижняя часть пространственной рамы (I №50); 15 - узловой стык элементов 6 и 13; 16 - промежуточный узловой стык элементов 6 и 13; 17 - продольные и поперечные балки рамы шасси (труба $\varnothing 45\times 8$); 18 - тяги ходовой части; 19 - продольная балка шасси (труба $\varnothing 102\times 10$); 20 - участок продольной балки ($l=1,8\text{м}$, квадрат $140\times 140\times 8$).

Рисунок 2.3 – Конструктивная схема путепровода в транспортном положении

В передней части конструкции расположена передняя поворотная ось (Рисунок 2.3, Позиция 1), выполненная составного сечения. Она соединена с нижним поясом левого наклонно-ориентированного модуля (Рисунок 2.3, Позиция 6) продольными балками через опорные узлы и связана с рулевым (поворотным) устройством (Рисунок 2.3, Позиция 5), обеспечивающим изменение направления движения при буксировке. Средняя и задняя оси

(Рисунок 2.3, Позиция 2) являются неповоротными и соединены с нижним поясом правого наклонно-ориентированного модуля (нижний пояс ферм) через систему стоек, продольных и поперечных несущих балок ходовой части. На всех осях установлены колеса с шинами низкого давления (Рисунок 2.3, Позиция 4). Для поворота колес предусмотрены специальные поворотные устройства на осях (Рисунок 2.3, Позиция 3).

Тяговое усилие от тягача передаётся через буксировочное устройство (Рисунок 2.3, Позиция 9), расположенное в носовой части. Оно жестко соединено с продольными элементами несущей рамы, формируя силовой контур, воспринимающий продольные нагрузки при транспортировке.

Несущая система образована пространственной фермой. Основу составляют наклонно-ориентированные модули (Рисунок 2.3, Позиция 6), формирующие боковые фермы пролётного строения. Их нижние пояса образуют нижний пояс ферм (Рисунок 2.3, Позиция 10), воспринимающий растягивающие усилия. Продольная жесткость обеспечивается системой балок и связей: продольные и поперечные балки рамы шасси (Рисунок 2.3, Позиция 17) соединяют основные узлы в единую пространственную систему. Дополнительную пространственную устойчивость обеспечивают тяги шасси (Рисунок 2.3, Позиция 18).

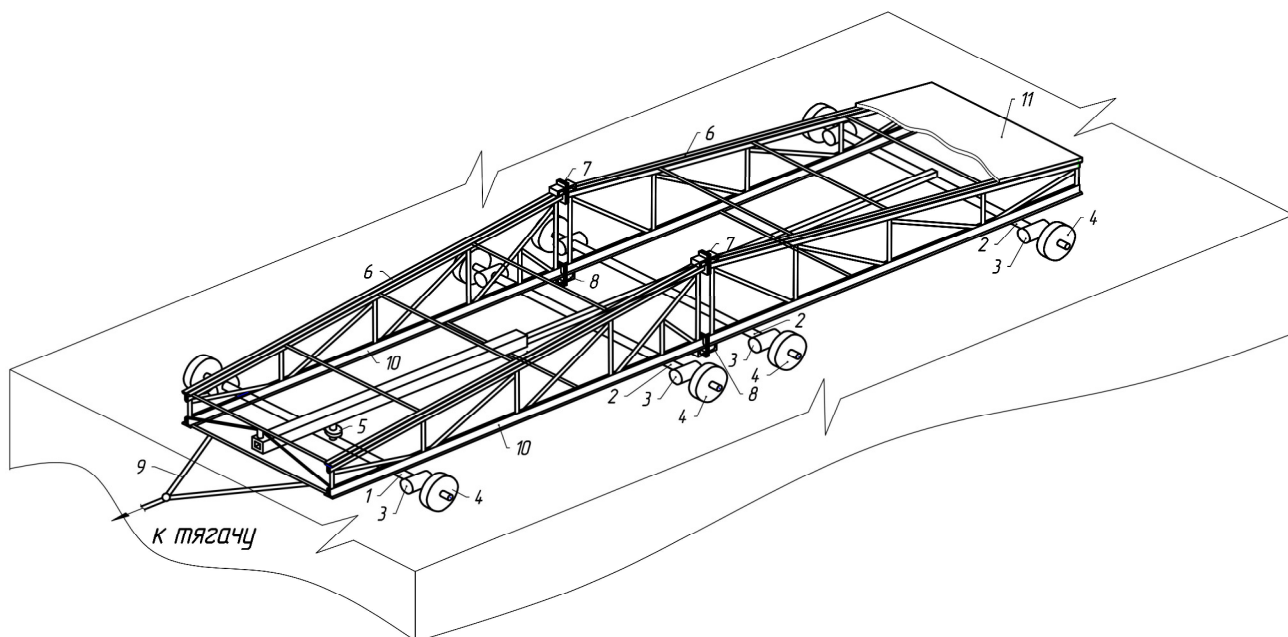
Верхняя часть конструкции включает верхнюю часть П-образной рамы (Рисунок 2.3, Позиция 13) и нижнюю часть П-образной рамы (Рисунок 2.3, Позиция 14), которые соединяются между собой через узловые стыки (Рисунок 2.3, Позиция 15). В местах сопряжения элементов предусмотрены узловые стыки элементов 6 и 13 (Рисунок 2.3, Позиция 16), обеспечивающие передачу усилий между наклонными фермами и рамными элементами. В конструкции также применяются дополнительные металлические части (Рисунок 2.3, Позиция 11) и элементы усиления.

Для транспортного режима предусмотрены специальные верхние транспортные замки (Рисунок 2.3, Позиция 7) и нижние транспортные замки (Рисунок 2.3, Позиция 8), фиксирующие элементы пролётного строения в компактном положении и предотвращающие их смещение при движении, при этом конструктивно замки выполнены в виде металлических штифтово-болтовых узлов с фиксирующими пальцами, обеспечивающих надёжную фиксацию элементов.

В продольном направлении конструкция дополнительно усилена продольной балкой шасси (Рисунок 2.3, Позиция 19) и отдельным участком продольной балки (Рисунок 2.3, Позиция 20) увеличенного сечения, обеспечивающим восприятие сосредоточенных нагрузок и передачу усилий от осей к основной раме.

Таким образом, в транспортном варианте все позиции – оси, колёсные пары, рулевое и буксировочное устройства, продольные и поперечные балки, ферменные модули, П-образные рамы, замки и узловые соединения – объединены в единую пространственную конструкцию, способную воспринимать собственный вес, динамические воздействия от движения и продольные тяговые усилия при перевозке путепровода.

То же конструктивное решение представлено на рисунке 1 в изометрическом виде, что позволяет наглядно увидеть пространственную компоновку всех 11 позиций транспортного варианта.



1 - передняя поворотная (рулевая) ось; 2 - средние и задняя неповоротные оси; 3 - поворотные устройства колес на осях; 4 - колеса с шинами низкого давления; 5 - рулевое (поворотное) устройство; 6 - фермы наклонного модуля ездовой платформы; 7 - верхние транспортные замки; 8 - нижние транспортные замки; 9 - буксировочное устройство; 10 - нижние пояса ферм наклонного модуля; 11 - настил из стального рифленого листа ($\delta=20\text{мм}$).

Рисунок 2.4 – Изометрическая схема транспортного положения путепровода

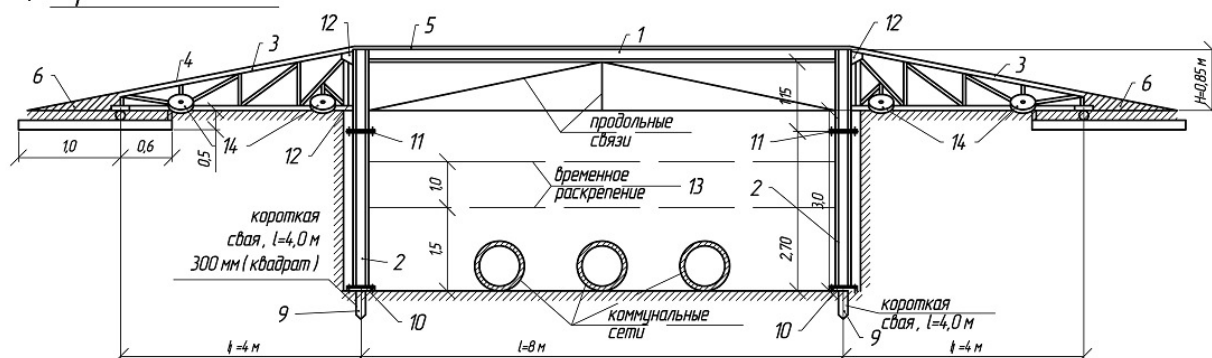
В изометрии отчётливо прослеживается, что фермы наклонных модулей с проезжей частью и ходовая часть конструктивно объединены в компактный мобильный блок, полностью готовый к транспортированию. Сборочные модули (Рисунок 2.3, позиция 13) верхняя часть ортогонального модуля и его нижние стойки (Рисунок 2.3, позиция 14) здесь условно не показаны.

Конструктивная схема путепровода в эксплуатационном положении представлена на рисунке 2.5 [38, с.3] и представляет собой пространственную модульную конструкцию рамно-ферменного типа, установленную над траншеей с коммунальными сетями и предназначенную для пропуска автотранспорта через зону ремонта. Конструкция формируется из ортогонально и наклонно ориентированных модулей, которые после монтажа образуют единое пролётное строение. Нагрузка от транспорта передаётся через настил и ферменную систему на опорные элементы, расположенные по краям траншеи.

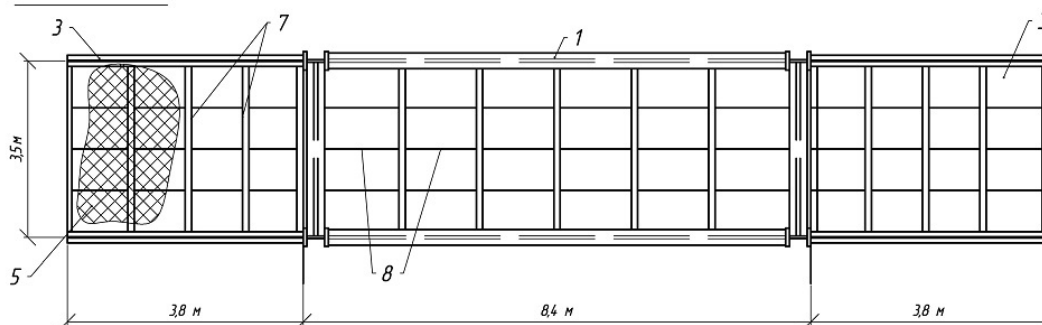
Несущая система центральной части путепровода образована ортогонально-ориентированным модулем, состоящим из верхней части П-образной пространственной рамы (Рисунок 2.5, позиция 1) и нижней части той

же рамы – стойки (Рисунок 2.5, позиция 2). Эти элементы соединены между собой узловыми стыками (Рисунок 2.5, позиции 11), образуя жёсткую пространственную систему пролётного блока. Верхняя часть рамы воспринимает основные изгибающие усилия от транспортной нагрузки, а нижняя часть обеспечивает пространственную устойчивость конструкции.

а) Фронтальный вид



б) Вид в плане



1 - верхняя часть ортогонально-ориентированного модуля (Π-образной пространственной рамы); 2 - то же, нижняя часть; 3 - наклонно-ориентированные модули (двойные трапециевидные фермы); 4, 5 – рифленый металлический настил проезжей части ортогонального и наклонных модулей ($\delta=20\text{мм}$); 6 - въездные аппарели; 7 - поперечные несущие балки настила; 8 - продольные балки настила; 9 - железобетонные сваи; 10 - опорный металлический башмак для стоек 2; 11 - узловой стык элементов 1 и 2; 12 - узловой стык элементов 1 и 3; 13 - конструкции временного (во время монтажа) укрепления элементов; 14 - колеса в повернутом состоянии.

Рисунок 2.5 – Конструктивная схема путепровода в эксплуатационном положении

По обеим сторонам центрального пролёта расположены наклонно-ориентированные модули, выполненные в виде двойных трапециевидных ферм (Рисунок 2.5, позиция 3). Они формируют въездные и съездные участки путепровода и соединены с ортогональным модулем жесткими соединениями (Рисунок 2.5, позиция 12). В торцевых частях этих модулей расположены въездные аппарели (опоры) (Рисунок 2.5, позиция 6), обеспечивающие плавный переход транспорта с уровня дороги на настил путепровода. Опоры воспринимают вертикальные нагрузки от конструкции и передают их на грунтовое основание, одновременно фиксируя положение модулей и предотвращая продольное и поперечное смещение конструкции.

Проезжая часть образована металлическим настилом из стального рифленого листа толщиной $\delta=20\text{мм}$ (Рисунок 2.5, позиции 4 и 5). Настил опирается на поперечные несущие балки (Рисунок 2.5, позиция 7), которые соединены с продольными балками настила (Рисунок 2.5, позиция 8). Такая система формирует решётчатую настильную конструкцию (ортотропную плиту), равномерно распределяющую нагрузку от колес транспорта на основные несущие элементы пролётного строения. Расчет ортотропной плиты путепровода был выполнен в работе [ссылка на расчет плит].

Передача нагрузки на дно траншеи осуществляется через железобетонные сваи (Рисунок 2.5, позиция 9), на которых установлены металлические опорные башмаки для стоек (Рисунок 2.5, позиция 10). Сваи марки С4-30 имеют фигурное поперечное сечение и заглубляются в грунт примерно на 1м, что обеспечивает устойчивость конструкции. В конструкции свай предусмотрены монтажные пластины для установки и демонтажа. Опоры также предотвращают продольное и поперечное смещение наклонных модулей путепровода.

В период монтажа элементы конструкции дополнительно фиксируются временными связями (Рисунок 2.5, позиция 13), обеспечивающими устойчивость системы до окончательной сборки. Колёса ходовой части путепровода (Рисунок 2.5, позиция 14) в эксплуатационном положении находятся в поднятом состоянии и не участвуют в передаче нагрузок.

Габариты путепровода в рабочем положении составляют около 15,6м по длине. Центральный пролёт перекрывает траншею длиной примерно 8,4м, а длина каждого въездного модуля составляет около 3,6м. Ширина однопутевой проезжей части достигает 2,5м, что обеспечивает пропуск легкового автотранспорта.

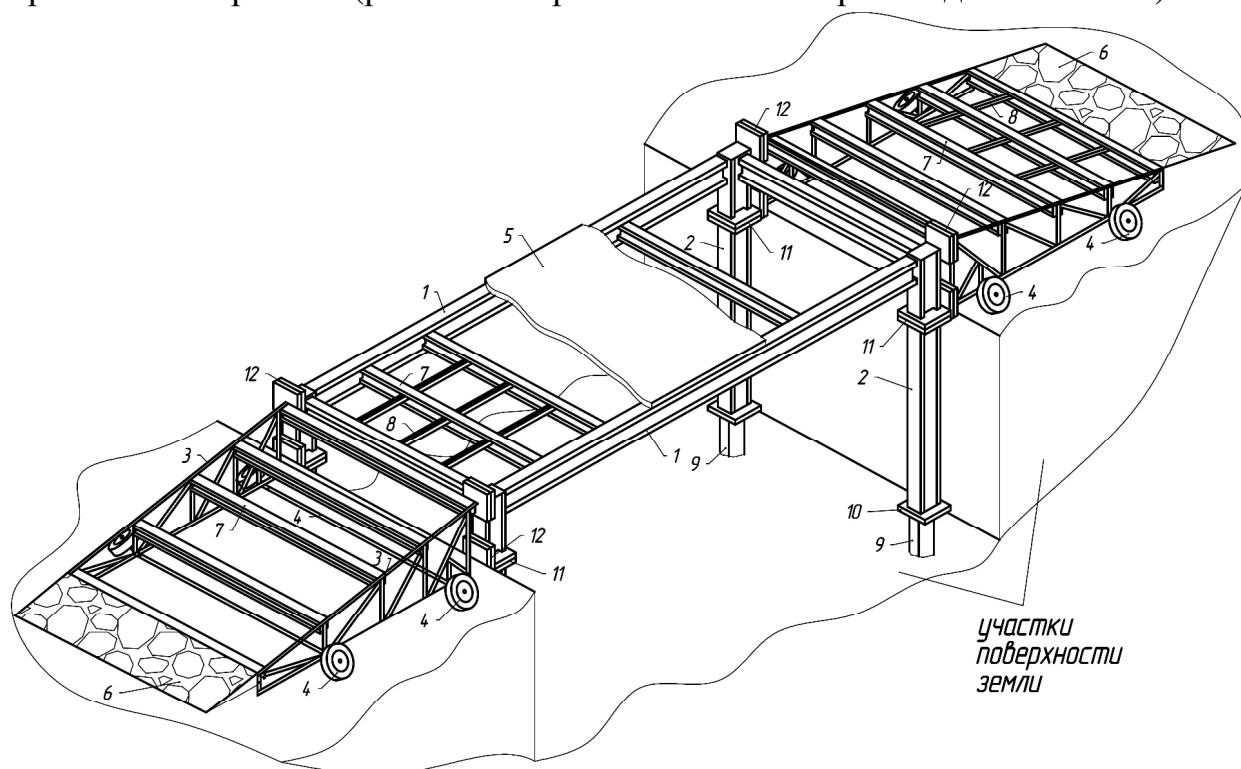
Конструкция рассчитана на эксплуатационную нагрузку до 3 т/м^2 , что соответствует движению автомобилей массой до 2,5 т. По классификации Еврокода такая нагрузка относится к категории лёгких транспортных воздействий и значительно ниже нормативной модели нагрузки LM1 для автомобильных мостов [ссылка на еврокод].

Все металлические элементы путепровода выполнены из конструкционных сталей С235 и С245, обеспечивающих необходимую прочность, технологичность изготовления и надёжность при эксплуатации путепровода.

Балки П-образной рамы ортогонально-ориентированного модуля (рисунок 2.5, позиции 1 и 2) выполнены из прокатных двутавровых профилей I №45 и I №50 соответственно. Из двутавровых профилей I №30 сформированы продольные балки пролётного строения (Рисунок 2.5, позиция 8), которые соединяют модули между собой и воспринимают основные изгибающие усилия от транспортной нагрузки, обеспечивая общую жёсткость и устойчивость центральной части путепровода.

Поперечные балки настила (Рисунок 2.5, позиция 7), , а также элементы наклонно-ориентированных модулей въездных участков (Рисунок 2.5, позиция 3) выполнены из двутавровых профилей I №30. Эти балки формируют каркас настила и ферменные элементы въездных модулей, обеспечивая распределение

нагрузки от транспорта и передачу её на основные несущие элементы пролётного строения (расчет поперечных сечений произведен в Главе 3).



1 - верхняя часть ортогонально-ориентированного модуля; 2 - нижняя часть ортогонально-ориентированного модуля; 3 - наклонно-ориентированный модуль (ферма); 4 – колеса ходовой части; 5 - настил из рифленой листовой стали ($\delta=20\text{мм}$); 6 - въездные и съездные аппарели; 7 - поперечные несущие балки конструкции настила; 8 - продольные несущие балки; 9 - железобетонные опорные стойки свай; 10 - опорные металлические подушки для свайных стоек; 11 - стыковые узлы модулей в 1 и 2; 12 - стыковые узлы модулей 1 и 3.

Рисунок 2.6 – Изометрическая схема эксплуатационного положения путепровода

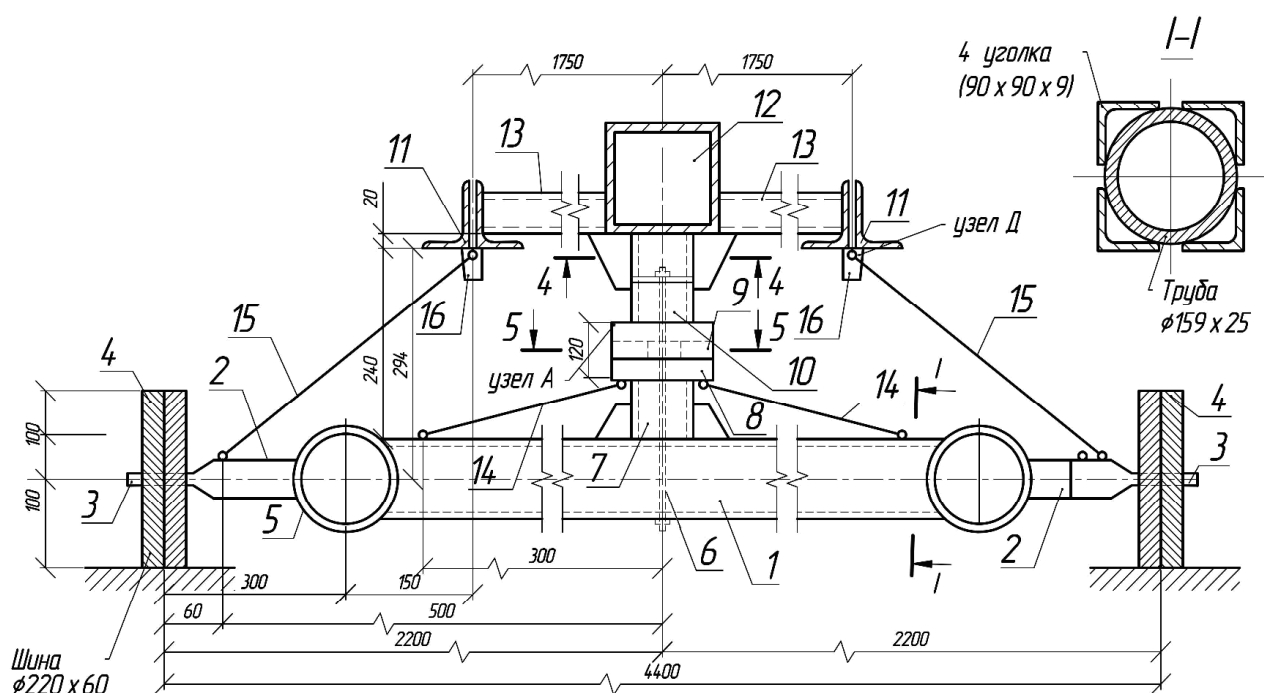
В изометрии эксплуатационное положение модульного путепровода, представленное на рисунке 2.6. Изометрическая схема позволяет наглядно представить пространственную структуру путепровода, взаимное расположение модулей, балочной системы настила и опорных элементов, а также увидеть характер соединений между отдельными конструктивными блоками в эксплуатационном положении.

2.3 Конструкция и техническое описание ходовой части модульного путепровода

Ходовая часть модульного путепровода в транспортном положении представляет собой колесную систему, обеспечивающую перемещение конструкции к месту монтажа. Она состоит из четырех осей: одной передней поворотной (рулевой) и трех задних неповоротных. Такая схема обеспечивает необходимую маневренность при транспортировании и равномерное распределение нагрузки от массы путепровода.

Передняя ось является рулевой и оснащена механизмом поворота оси, предназначенным для изменения направления движения конструкции при буксировке. Поворот осуществляется через рулевое устройство, при этом угол поворота передней оси может достигать до 35° влево и вправо относительно продольной оси движения.

Три задние оси выполнены неповоротными и предназначены для восприятия основной части вертикальной нагрузки от конструкции путепровода. Оси ходовой части крепятся к нижним поясам ферм наклонных модулей через систему стоек, продольных и поперечных балок, а пространственная жесткость конструкции обеспечивается системой металлических тяг и связей. Дополнительно все оси снабжены механизмами подъема колес при помощи цилиндрических шарниров во время перевода путепровода из транспортного состояния в эксплуатационное и обратно [102].



1 - основной участок поворотной оси (составное сечение I-I); 2 - поворачиваемый участок оси; 3 - концевой участок поворотной оси (круглая сталь); 4 - колеса с шинами низкого давления ($\varnothing 220 \times 60$); 5 - поворотный шарнир для колес; 6 - поворотный шкворень длиной; 7 - вертикальный стержень; 8 - стопорная шайба ("папа"); 9 - стопорная шайба ("мама"); 10 - вертикальный стержень; 11 - уголки нижнего пояса фермы; 12 - продольная балка шасси; 13 - поперечная балка шасси; 14 - тяги усиления оси поворота руля; 15 - съемные тросы для поворота колес; 16 - механическая лебедка (до 2т).

Рисунок 2.7 – Конструктивная схема передней поворотной оси ходовой части путепровода

Общий вид конструкции передней поворотной оси путепровода представлен на рисунке 2.7 [102, с.4]. Передняя ось обеспечивает поворот колес передней части шасси при транспортировании путепровода и представляет собой пространственную систему, включающую поворотную ось, шарнирные

соединения, элементы рулевого привода и элементы рамы шасси. Общая длина конструкции оси составляет около $l=4,4$ м, при этом расстояние между колесами составляет около $l=3,8$ м [ссылка на статью по ход части ККСОН].

Основным несущим элементом является основной участок поворотной оси (Рисунок 2.7, позиция 1) длиной около $l=3,8$ м. Он имеет составное сечение (см. сечение I–I) и служит основой для крепления поворотных элементов. По обе стороны к нему присоединены поворачиваемые участки оси (Рисунок 2.7, позиция 2) длиной около $l=0,8$ м, выполненные из трубы $\varnothing 108$ мм с толщиной стенки $\delta=20$ мм. К этим элементам примыкают концевые участки оси (Рисунок 2.7, позиция 3) длиной около $l=1,2$ м, выполненные из круглой стали $\varnothing 30$ мм. На концах оси установлены ездые шины (Рисунок 2.7, позиция 4) размером 220×60 мм, обеспечивающие движение конструкции при транспортировании [102, с.3].

Поворот колес осуществляется через систему шарнирных соединений. Основным элементом является поворотный шарнир (Рисунок 2.7, позиция 5), выполненный в виде цилиндрического шарнира $\varnothing 133$ мм с толщиной стенки $\delta=12$ мм. Внутри шарнирного соединения расположен поворотный шкворень (Рисунок 2.7, позиция 6) длиной около $l=0,35$ м, выполненный из круглой стали $\varnothing 30$ мм, который служит осью вращения поворотного механизма.

Вертикальная фиксация узла обеспечивается вертикальными стержнями (Рисунок 2.7, позиции 7 и 10), выполненными из труб $\varnothing 76$ мм с толщиной стенки $\delta=6$ мм и имеющими длину около $l=60$ мм. В нижней части этих элементов размещены опорные шайбы: шайба «папа» (Рисунок 2.7, позиция 8) $\varnothing 170$ мм, $\delta=80$ мм, и шайба «мама» (Рисунок 2.7, позиция 9) также $\varnothing 170$ мм, $\delta=80$ мм. Эти элементы образуют опорный узел, через который передаются нагрузки и обеспечивается устойчивость конструкции.

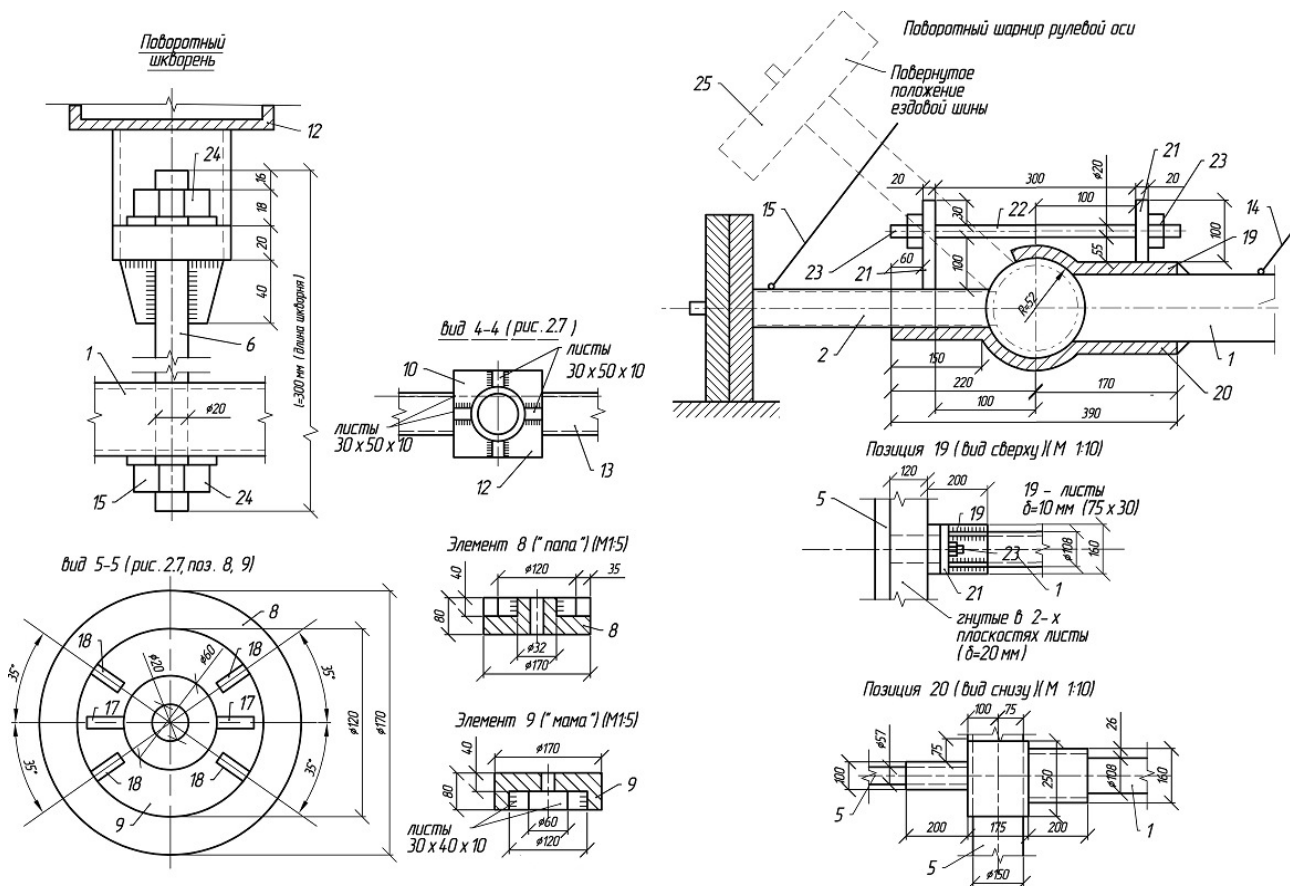
Соединение рулевого узла с конструкцией пролётного строения осуществляется через уголки нижнего пояса фермы (Рисунок 2.7, позиция 11), выполненные из двух уголков $2L75 \times 50 \times 5$ мм длиной около $l=3,8$ м.

Основу конструкции ходовой части формирует продольная балка (Рисунок 2.7, позиция 12), выполненная из квадратной трубы 140×140 мм с толщиной стенки $\delta=8$ мм и длиной около $l=4,7$ м. Поперечная балка шасси (Рисунок 2.7, позиция 13) выполнена из круглой трубы $\varnothing 89$ мм с толщиной стенки $\delta=12$ мм и длиной около $l=1,6$ м. Эти элементы образуют жесткий каркас, к которому крепится рулевой механизм.

Передача усилий от механизма управления осуществляется через тяги усиления оси поворота руля (Рисунок 2.7, позиция 14), выполненные из круглой стали $\varnothing 14$ мм. Управление поворотом колес осуществляется с помощью съемных тросов (Рисунок 2.7, позиция 15) $\varnothing 8$ мм, которые передают усилие на механизм поворота. Натяжение тросов обеспечивается механической лебедкой (Рисунок 2.7, позиция 16) грузоподъемностью до 2 т, установленной на центральной части конструкции.

Таким образом, конструкция передней рулевой оси представляет собой комплекс взаимосвязанных элементов – поворотной оси, шарнирных

соединений, опорных узлов, рулевых тяг и элементов шасси, совместная работа которых обеспечивает поворот колес и управляемость модульного путепровода при его транспортировании.



- 17 - подвижные стопорные пластины; 18 - неподвижные стопорные пластины;
 19 - верхний "лепесток" поворотного шарнира; 20 - то же, "нижний";
 21 - опорные кронштейны ($\delta=20\text{мм}$); 22 - соединительная шпилька $\varnothing 20$;
 23 - гайки M20 с шайбами; 24 - гайки M30 с шайбами; 25 – колеса с шинами, находящиеся в положении "наклонно-вверх".

Рисунок 2.8 – Конструктивные элементы рулевого механизма передней поворотной оси и поворотного шарнира колес (см. совместно с рис. 2.7)

Механизм поворота передней оси предназначен для обеспечения управляемости модульного путепровода при его транспортировании. Конструкция механизма обеспечивает поворот передней рулевой оси на угол до 35° влево и вправо от продольной оси движения.

Основой поворотного механизма является нижняя поворотная ось ходовой части, выполненная из трубы $\varnothing 108\text{ мм}$ с толщиной стенки $\delta=20\text{ мм}$ (Рисунок 2.7, позиция 1). К этой оси присоединяется горизонтальный участок оси колес, выполненный составным (Рисунок 2.7, позиция 1) и дополнительно из трубы $\varnothing 89\text{ мм}$ с толщиной стенки $\delta = 20\text{ мм}$ (Рисунок 2.7, позиция 2). На концах оси установлены оси колес, выполненные из круглой стали $\varnothing 30\text{ мм}$ с длиной $l=300\text{ мм}$ (Рисунок 2.7, позиция 3), на которых размещаются ездовые шины.

Поворот передней оси относительно рамы ходовой части осуществляется через поворотный шарнир, выполненный из трубы $\varnothing 133$ мм с толщиной стенки $\delta=16$ мм и длиной $l=160$ мм (Рисунок 2.7, позиция 5). Данный шарнир соединяет горизонтальный участок оси колес с несущими элементами рамы шасси и воспринимает основные нагрузки при повороте колес.

Вертикальной опорной частью поворотного механизма является основная стойка рулевого устройства, выполненная из трубы $\varnothing 140$ мм с толщиной стенки $\delta=8$ мм (Рисунок 2.8, позиция 10). В нижней части стойки размещена нижняя кольцевая втулка – элемент «папа» с наружным диаметром $\varnothing 170$ мм (Рисунок 2.8, позиция 9). С ней взаимодействует верхняя кольцевая втулка – элемент «мама» с наружным диаметром $\varnothing 170$ мм (Рисунок 2.8, позиция 14). Эти элементы образуют кольцевой поворотный узел, обеспечивающий вращение нижней подвижной части механизма относительно верхней неподвижной части конструкции.

Центральным элементом поворотного устройства является металлический шкворень, выполненный из круглой стали $\varnothing 20$ мм и имеющий длину $l=300-330$ мм (Рисунок 2.7, позиция 6). Шкворень служит вертикальной осью вращения поворотного механизма и соединяет нижнюю подвижную часть рамы шасси с верхней неподвижной частью через систему кольцевых втулок.

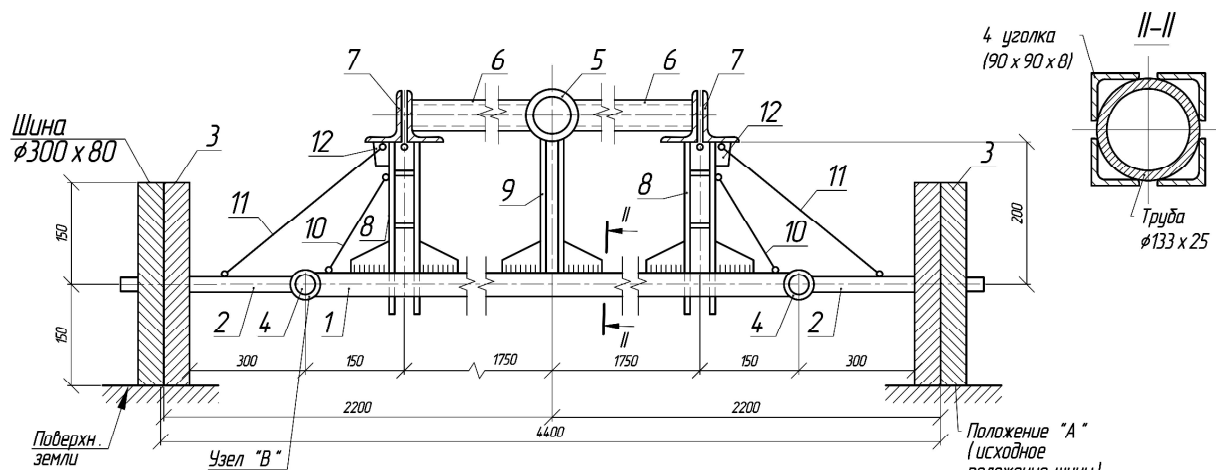
Для ограничения угла поворота механизма предусмотрены специальные опорные ограничители. Подвижные опорные ограничители (4 шт.) выполнены из листовой стали размером $30 \times 40 \times 10$ мм (Рисунок 2.8, позиция 17). Неподвижные опорные ограничители (2 шт.) также выполнены из листовой стали $30 \times 40 \times 10$ мм (Рисунок 2.8, позиция 18). Взаимодействие этих элементов обеспечивает ограничение и фиксацию угла поворота оси.

Передняя поворотная ось снабжена цилиндрическим шарниром для перевода колес ходовой части в наклонно-верхнее положение при установке сооружения в эксплуатационное положение. При установке путепровода в рабочее положение предусмотрен поворот колес всех осей в наклонно-верхнее положение до 60° (Рисунок 2.8, позиция 25), что позволяет временно разгрузить ездовые колеса и «посадить» наклонные модули путепровода на опорные железобетонные аппарели (Рисунок 2.5, позиция 6) [102, с.4].

Элементы цилиндрического поворотного шарнира колес включают верхний и нижний «лепестки» шарнирного соединения: верхний лепесток (Рисунок 2.8, позиция 19) и нижний лепесток (Рисунок 2.8, позиция 20), образующие опорные элементы шарнирного механизма подъема колес.

Для фиксации положения крайней оси с колесами в горизонтальном положении предусмотрены верхние кронштейны крепления оси (Рисунок 2.8, позиция 21). Дополнительная фиксация колес в транспортном положении осуществляется круглым стержнем $\varnothing 20$ мм с длиной $l=380$ мм (Рисунок 2.8, позиция 22). Стержень фиксируется с обеих сторон гайками М20 и металлическими шайбами (Рисунок 2.8, позиция 23), обеспечивая надежное закрепление оси колес.

Таким образом, механизм поворота передней оси представляет собой систему взаимосвязанных элементов – поворотной оси, шарнирного узла, шкворня, кольцевых втулок, ограничителей и фиксирующих устройств. Совместная работа этих элементов обеспечивает поворот передней рулевой оси, фиксацию колес при транспортировании и их перевод в наклонно-верхнее положение при установке модульного путепровода в эксплуатационное положение.



- 1 - Основной участок неповоротной оси; 2 -поворачиваемый участок оси; 3,4 - колеса с шинами низкого давления ($\varnothing 300 \times 80$); 4 - поворотный шарнир; 5 - участок продольной несущей балки шасси; 6 - участок поперечной балки шасси; 7 - нижние пояса фермы; 8, 9 - пластины для удержания неповоротных осей; 10 - тяги усиления оси; 11 - съемные тросы для поворота колес; 12 - механическая лебедка (до 2т).

Рисунок 2.9 – Конструктивная схема неповоротных осей ходовой части путепровода

Общий вид конструкции средних и задней оси шасси модульного путепровода представлен на рисунке 2.9 [102, с.4]. Средние и задние оси предназначены для восприятия основной части нагрузки от конструкции путепровода при его транспортировании и обеспечивает устойчивое перемещение путепровода по дорожной поверхности. Конструкция задних осей представляет собой пространственную систему, включающую неподвижные оси колес, элементы рамы шасси, шарнирные соединения и систему управления положением колес [102, с.3].

Основным несущим элементом колесного узла является основной участок неповоротной оси (Рисунок 2.9, позиция 1), выполненный составным и имеющий длину $l=3,8$ м. К нему с обеих сторон присоединяются поворачиваемые участки оси (Рисунок 2.9, позиция 2) длиной $l=2,8$ м, выполненные из трубы $\varnothing 89$ мм с толщиной стенки $\delta=20$ мм. На концах этих элементов установлены ездые шины (Рисунок 2.9, позиция 3) размером $\varnothing 300 \times 80$ мм, обеспечивающие контакт с дорожной поверхностью и передачу нагрузки от конструкции путепровода на грунт или дорожное покрытие.

Соединение осевых элементов с конструкцией рамы осуществляется через поворотные шарниры (Рисунок 2.9, позиция 4), выполненные в виде цилиндрических шарниров $\varnothing 108$ мм с толщиной стенки $\delta=20$ мм. Данные шарниры обеспечивают необходимую подвижность соединений при работе шасси и компенсируют возможные перекосы конструкции при движении.

Передача нагрузки от колесных осей на раму путепровода осуществляется через продольную несущую балку шасси (Рисунок 2.9, позиция 5), выполненную из круглой трубы $\varnothing 102$ мм с толщиной стенки $\delta=10$ мм и имеющую длину $l=4,7$ м. Поперечную жесткость конструкции обеспечивает участок поперечной балки шасси (Рисунок 2.9, позиция 6), выполненный из трубы $\varnothing 45$ мм с толщиной стенки $\delta=8$ мм и длиной $l=1,6$ м. Эти элементы формируют пространственный каркас шасси, воспринимающий нагрузки от колесных осей.

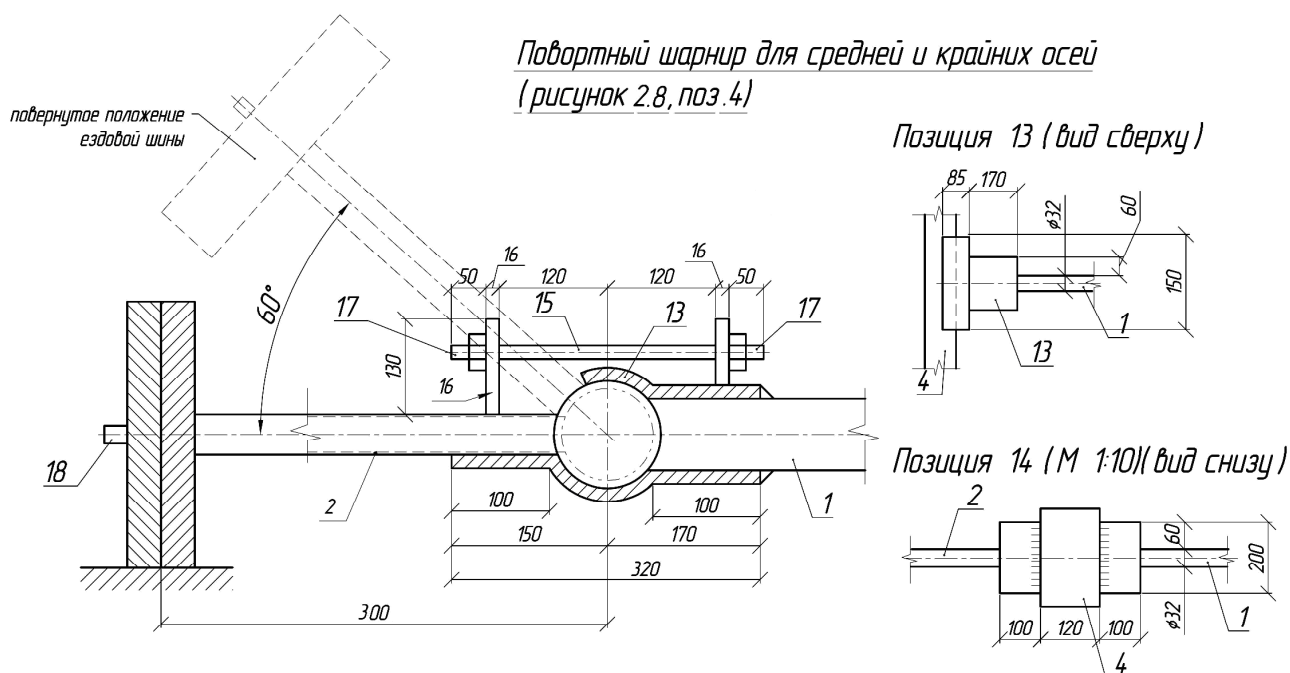
Дополнительная пространственная жесткость конструкции обеспечивается элементами нижнего пояса фермы (Рисунок 2.9, позиция 7), выполненными из двух уголков $2L75\times 50\times 5$ мм длиной $l=3,8$ м. Для фиксации положения неповоротных осей применяются специальные удерживающие пластины (Рисунок 2.9, позиция 8) длиной $l=260$ мм, которые предотвращают смещение осей в вертикальном и поперечном направлениях.

Связь элементов шасси между собой усиливается поперечными тягами (Рисунок 2.9, позиция 9), выполненными из круглой стали $\varnothing 30$ мм длиной $l=260$ мм. Эти элементы стабилизируют положение осей и обеспечивают равномерное распределение нагрузок между элементами конструкции. Передача усилий от системы управления осуществляется через тяги усиления оси (Рисунок 2.9, позиция 10), выполненные из круглой стали $\varnothing 14$ мм.

Для управления положением колес используются съемные тросы (Рисунок 2.9, позиция 11) $\varnothing 8$ мм, которые передают усилие на механизм управления. Натяжение тросов осуществляется механической лебедкой (Рисунок 2.9, позиция 12) грузоподъемностью до 2т, установленной на верхней части конструкции.

Таким образом, конструкция средних и задних осей шасси представляет собой систему взаимосвязанных элементов – неповоротных осей, колесных узлов, шарнирных соединений, продольных и поперечных балок, а также элементов усиления и управления. Совместная работа этих элементов обеспечивает устойчивость, равномерное распределение нагрузки и надежное перемещение модульного путепровода при его транспортировании.

*Поворотный шарнир для средней и крайних осей
(рисунок 2.8, поз.4)*



13 - верхний "лепесток" поворотного шарнира; 14 - то же, нижний;
15 - шпилька; 16 - опорный кронштейн; 17 - гайки М16 с шайбами; 18 - ось колеса.

Рисунок 2.10 – Конструктивные элементы неповоротных и задней оси (см. совместно с рис. 2.8)

Механизм поворота колес для средних и крайних неповоротных осей выполнен по той же схеме цилиндрического шарнира, как и для передней поворотной оси. Конструктивная схема данного узла показана на Рисунок 2.10. Основное назначение шарнира заключается в том, чтобы обеспечить поворот колес вверх 60° и их разгрузку при установке путепровода на опорные элементы, после чего нагрузка передается на опоры сооружения [102, с.4].

Основой узла являются горизонтальные элементы оси, включающие основной участок составного сечения (Рисунок 2.10, позиция 1) и дополнительный участок, выполненный из трубы $\varnothing 89$ мм с толщиной стенки $\delta=20$ мм (Рисунок 2.10, позиция 2). Эти элементы образуют несущую часть оси и соединяются с поворотным шарниром, выполненным из трубы $\varnothing 108$ мм с толщиной стенки $\delta=20$ мм (Рисунок 2.9, позиция 4). Данный цилиндрический шарнир служит основным элементом поворотного механизма и обеспечивает вращение оси колес относительно продольной балки шасси.

Конструкция шарнирного соединения включает верхний лепесток поворотного шарнира (Рисунок 2.10, позиция 13) и нижний лепесток (Рисунок 2.10, позиция 4), которые образуют корпус шарнирного соединения и воспринимают усилия от поворота колес. Лепестки соединяются между собой через шпильку (Рисунок 2.10, позиция 15), выполненную из стержня $\varnothing 16$ мм с длиной $l=372$ мм. Для крепления и фиксации шпильки используются гайки М16

с шайбами (Рисунок 2.10, позиция 17), устанавливаемые на обоих концах шпильки.

Дополнительную жесткость конструкции обеспечивают верхние опорные кронштейны (Рисунок 2.10, позиция 16), выполненные из листовой стали с толщиной $\delta=16$ мм. Эти элементы закрепляют шарнирный узел на продольной балке шасси и обеспечивают передачу усилий от колесной оси к несущим элементам рамы.

Колеса неповоротных осей устанавливаются на оси колес (Рисунок 2.10, позиция 18), выполненной из круглой стали $\varnothing 20$ мм с длиной $l=300$ мм, которые обеспечивают перемещение путепровода при транспортировании.

Следует отметить различие в диаметрах колес передней и задних осей. Колеса неповоротных осей имеют больший диаметр – $\varnothing 300 \times 80$ мм (Рисунок 2.9, позиция 3), тогда как колеса передней поворотной оси имеют меньший диаметр – 220×60 мм (Рисунок 2.7, позиция 4). Это объясняется конструктивными особенностями передней рулевой оси: горизонтальная балка передней оси расположена выше относительно уровня колес, что обусловлено размещением элементов рулевого механизма и поворотного устройства. В связи с этим для сохранения требуемого дорожного просвета применяются колеса меньшего диаметра.

Таким образом, цилиндрический шарнир механизма поворота колес неповоротных осей представляет собой систему взаимосвязанных элементов – горизонтальных участков оси, шарнирных лепестков, шпилек, опорных кронштейнов и осей колес. Совместная работа этих элементов обеспечивает поворот колес в наклонно-верхнее положение при установке модульного путепровода и надежную работу ходовой части при транспортировании конструкции.

2.4 Подбор ездовых шин модульного путепровода

Перемещение путепровода обычно осуществляется по автомобильным дорогам и строительным площадкам преимущественно с асфальтовым покрытием со скоростью до 20 км/ч. Конструкция ходовой части включает четыре оси – одну переднюю поворотную и три задние неповоротные. На каждой оси установлено по два колеса, поэтому общее количество колес составляет восемь. Основной задачей колесной системы является восприятие массы путепровода в транспортном положении, обеспечение устойчивости конструкции при движении и передача нагрузки на дорожное покрытие.

При равномерном распределении нагрузки между колесами расчетная статическая нагрузка на одно колесо определяется выражением [103]:

$$Q_p = G_{\text{общ}} / n, \quad (2.1)$$

где $G_{\text{общ}}$ – масса путепровода, т; $n=8$ – количество колес. Масса модульного путепровода в транспортном положении составляет $G_{\text{общ}} = 33,5$ т (см. Глава 3, п.1.3).

Подставляя значения, получим:

$$Q_p = 33,5/8 = 4,19 \text{ т.} \quad (2.2)$$

Следовательно, статическая нагрузка на одно колесо составляет приблизительно 4,2т. Однако при реальном движении возникают динамические воздействия, связанные с неровностями дорожного покрытия, ускорениями и торможением транспортного средства. Поэтому при подборе шин необходимо учитывать коэффициент динамичности [104].

Расчетная нагрузка на колесо определяется выражением

$$Q = Q_p \cdot k_d, \quad (2.3)$$

где k_d – коэффициент динамичности.

Для транспортных систем, перемещающихся со скоростью до 20км/ч, принимается $k_d = 1,3...1,5$. Принимая верхнее значение коэффициента получим:

$$Q = 4,19 \cdot 1,5 = 6,29 \text{ т.} \quad (2.4)$$

Кроме того, при движении возможна неравномерность распределения нагрузки между колесами и осями. Для учета этого вводится коэффициент запаса $k_s = 1,15...1,25$.

Окончательная требуемая грузоподъемность шины определяется выражением:

$$Q_T = Q \cdot k_s = 6,29 \cdot 1,2 = 7,55 \text{ т.} \quad (2.5)$$

Таким образом, минимальная грузоподъемность шины должна составлять примерно 7,5т на колесо. С учетом эксплуатационного запаса рекомендуется применять шины с паспортной грузоподъемностью не менее 7–8 т на колесо.

Т.к. скорость транспортирования путепровода составляет не более $v=20\text{км/ч}$, то такой режим относится к категории низкоскоростных транспортных систем. При таких условиях основными факторами выбора шин являются несущая способность, устойчивость к износу и надежность работы при длительной нагрузке. Поскольку перемещение осуществляется преимущественно по асфальтовому покрытию, требования к шинам смещаются в сторону высокой износостойкости и устойчивости к нагреву.

Для тяжелых транспортных систем, эксплуатируемых на асфальтовых и бетонных покрытиях, наиболее эффективными являются индустриальные цельнолитые шины. Такие шины обладают высокой несущей способностью, устойчивы к проколам и механическим повреждениям, не требуют поддержания давления и имеют длительный срок службы. Кроме того,

цельнолитые шины допускают эксплуатацию при скоростях до 20–25 км/ч, что соответствует режиму транспортирования модульного путепровода.

Конструктивной особенностью ходовой части является различие диаметров колес передней и задних осей. На передней поворотной оси применяются колеса меньшего диаметра – 220×60 мм (Рисунок 2.7, позиция 4). На трех задних неповоротных осях используются колеса большего диаметра – \varnothing 300×80 мм (Рисунок 2.8, позиция 3). Такое конструктивное решение обусловлено тем, что горизонтальная балка передней рулевой оси расположена выше относительно уровня колес из-за размещения элементов рулевого механизма. Для сохранения геометрии конструкции и требуемого дорожного просвета применяется колесо меньшего диаметра.

С учетом расчетной нагрузки и конструктивных размеров колес можно подобрать реальные индустриальные шины.

Для передней поворотной оси с диаметром колеса около 220мм наиболее близкими стандартными промышленными шинами являются цельнолитые индустриальные шины типоразмера 250×75–150 или 280×75–150.

Такие шины применяются на тяжелых промышленных тележках и транспортных платформах и способны воспринимать нагрузку порядка 7–8 т на колесо при низких скоростях движения.

Для задних неповоротных осей, где используются колеса диаметром около 300мм, рационально применять индустриальные цельнолитые шины большего диаметра. Наиболее подходящие стандартные типоразмеры: 300×100–200 или 315×100–200.

Такие шины широко применяются на тяжелой складской и промышленной технике и способны воспринимать нагрузку 8–10 т на колесо при скорости движения до 20км/ч. Для наглядности рекомендуемые параметры шин приведены в таблице 2.2

Таблица 2.2 – Рекомендуемые типоразмеры шин ходовой части модульного путепровода с учетом расчетной нагрузки

Ось ходовой части	Конструктивный диаметр колеса	Рекомендуемый типоразмер шины	Ориентировочная грузоподъемность	Количество колес
Передняя поворотная ось	220×60 мм	250×75–150 или 280×75–150	7–8 т	2
Средняя ось	\varnothing 300×80 мм	300×100–200	8–10 т	2
Задняя ось №1	\varnothing 300×80 мм	300×100–200 или 315×100–200	8–10 т	2
Задняя ось №2	\varnothing 300×80 мм	300×100–200 или 315×100–200	8–10 т	2

Таким образом, для ходовой части модульного путепровода рекомендуется применять цельнолитые индустриальные шины с высокой грузоподъемностью и повышенной износостойкостью, рассчитанные на эксплуатацию на твердых дорожных покрытиях.

3 РАСЧЁТ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИИ ОРТОГОНАЛЬНО-ОРИЕНТИРОВАННОГО МОДУЛЯ И ОСЕЙ ХОДОВОЙ ЧАСТИ ПУТЕПРОВОДА

3.1 Силовой расчёт пространственной рамы ортогонального модуля

3.1.1 Расчет продольной рамы

Рама ортогонального модуля (Рисунок 2.2, элемент I, рисунок 2.5, позиции 1, 2) представляет собой каркас пространственной стержневой конструкции, состоящую из элементов 1÷4. (Рисунок 2.2, рисунок 2.5, позиции 1,2,7, 8).

С достаточной степенью точности пространственную раму ортогонального модуля можно рассчитать как плоские конструкции: продольную раму пролетом (продольным ригелем) 8м и поперечную раму пролетом (поперечным ригелем) 3,5м. Продольный ригель рамы перекрывает длину траншеи, поперечный ригель – ширина проезжей части путепровода. При этом вводятся поправочные коэффициенты для учета пространственной работы отдельных элементов конструкций рамы [105, 106].

Для расчета рамы каркаса ортогонального модуля принят точный аналитический метод перемещений [107, 108]. На основе этого метода, на первом этапе, рассмотрим силовой расчет продольной рамы с пролетом 8м и высотой 3,85м (Рисунок 2.2, элементы 1 и 2, рисунок 2.5, позиции 1 и 2).

С учетом того, что нагрузка на путепроводе подвижная (от движения автотранспорта) рассмотрены два варианта наиболее неблагоприятного нагружения рассчитываемой рамы: вариант 1 – проезжий транспорт располагается только на наклонном модуле (Рисунок 2.2, элемент II, Рисунок 2.5, позиции 3); вариант 2 – только на ортогональном модуле (Рисунок 2.2, элемент I, Рисунок 2.5, позиция 1) [105, с. 2; 109].

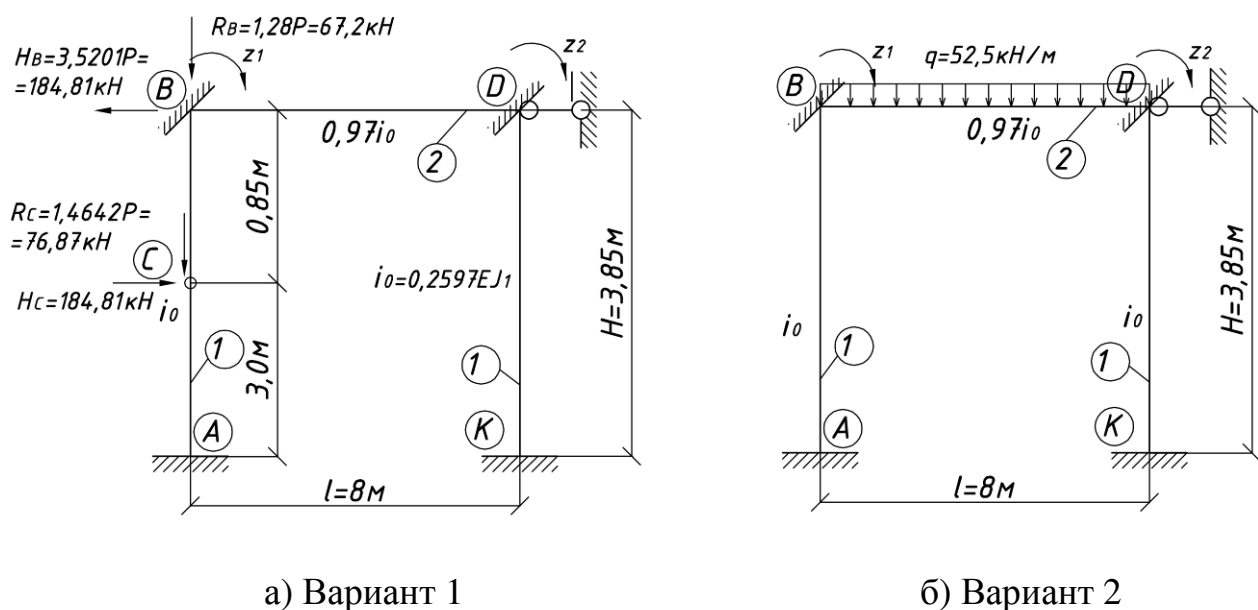


Рисунок 3.1 – Варианты наиболее неблагоприятного нагружения рамы

Нагрузка на 1 м^2 проезжей части путепровода, с учетом перегрузок и динамического эффекта от подвижного транспорта, принята $g = 3000\text{ кг} \cdot \text{м}^{-2} = 30\text{ кН} \cdot \text{м}^{-2}$, согласно Еврокодам.

В соответствии с требованиями EN 1991-2 (Eurocode 1) расчёт мостов и путепроводов выполняется с учётом временных транспортных нагрузок, моделируемых расчетными схемами типа LM (Load Model). В настоящем расчёте принята равномерно распределённая нагрузка, соответствующая модели LM1, учитывающей воздействие автомобильного транспорта на проезжую часть путепровода [96, с. 170].

Это может обеспечить безопасное передвижение, как легковому транспорту, так и легко груженому транспорту до 3.5 тонн. Тогда погонная нагрузка на верхний ригель рамы будет $q = g \cdot 1,75 = 5250\text{ кг} \cdot \text{м}^{-2}$ или $q = 52,50\text{ кН} \cdot \text{м}^{-2}$ (Рисунок 3.1, а, б).

На рисунке 3.1,а в точках В и С (точки закрепления наклонного модуля, расположенные симметрично) приложены реакции наклонного модуля $\vec{H}_B, \vec{R}_B, \vec{H}_C, \vec{R}_C$, возникающие при первом варианте загрузки. Указанные реакции были получены при расчёте плоских ферм наклонного модуля (Приложение А).

Определим геометрические и жесткостные соотношения рам. Индексы «1» – обозначают вертикальные стойки, индексы «2» и «3» – ригели продольной и поперечной рамы 3.5м (Рисунок 3.1). Получим: $\alpha_1 = l_1 = H = 3.85\text{ м}$; $\alpha_2 = l_2 / l_1 = L / H = 8 / 3.85 = 2.0779$; $\alpha_3 = l_3 / l_1 = 3.5 / 3.85 = 0.9091$. Соотношение жесткостей стоек и ригелей: $g_1 = EJ_1 = 16,35 \cdot 10^6 (\text{Н} / \text{м}^2)$; $g_2 = EJ_2 / EJ_1 = 2,0$; $g_3 = 1.5$. Погонные изгибные жесткости: $i_1 = EJ_1 / H = 0.2597 EJ_1$; $i_2 = i_1 g_2 / \alpha_2 = 0.25 EJ_1$; $i_0 = i_1 = 0.2597 EJ_1$; $i_2 = 0.97 i_0$.

С учетом условий сопряжения стержней рамы ортогонального модуля, количество основных неизвестных будет равно двум: углы поворота верхних узлов рамы В и D – Z_1 и Z_2 ((Рисунок 3.1,а,б).

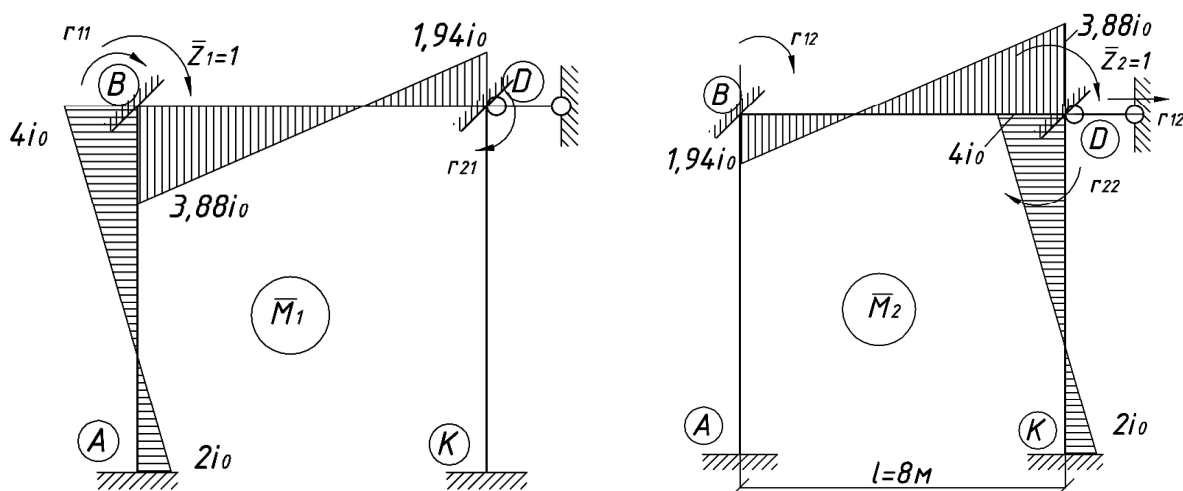


Рисунок 3.2 – Эпюры единичных моментов M_1 и M_2

Канонические уравнения метода перемещений в развернутой форме имеют вид [105, с.3; 108, с.127]:

$$\begin{cases} r_{11}Z_1 + r_{12}Z_2 + R_{1P} = 0; \\ r_{21}Z_1 + r_{22}Z_2 + R_{2P} = 0. \end{cases} \quad (3.1)$$

В основной системе строим единичные и грузовые эпюры моментов (Рисунки 3.2-3.3).

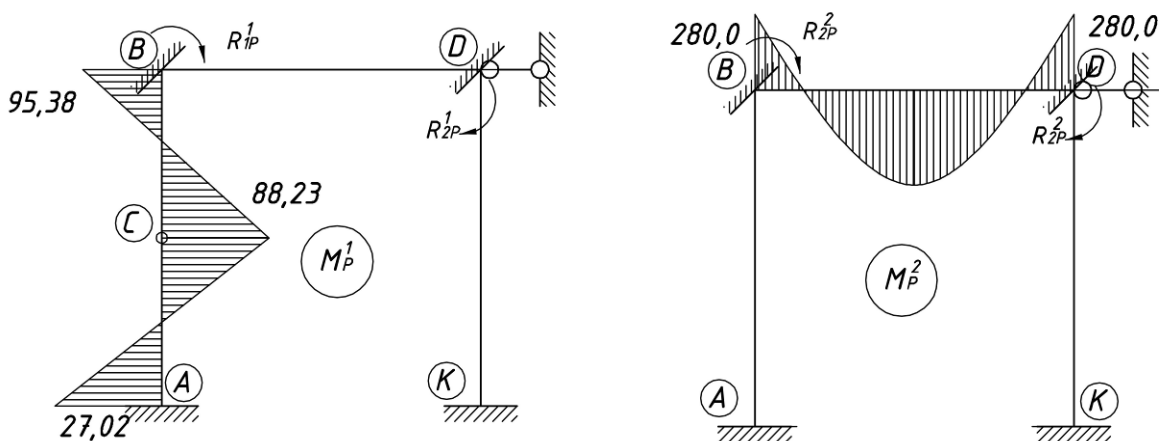


Рисунок 3.3 – Грузовые эпюры моментов M_p^1 и M_p^2 от вариантов загрузки 1 и 2.

С учетом 2-х вариантов загрузки рамы (Рисунок 3.1) запишем уравнение (3.1) в матричной форме в следующем виде:

$$\begin{vmatrix} r_{11} & r_{12} \\ r_{21} & r_{22} \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} Z_1 \\ Z_2 \end{vmatrix} = - \begin{vmatrix} R_{1P}^1 & R_{1P}^2 \\ R_{2P}^1 & R_{2P}^2 \end{vmatrix}. \quad (3.2)$$

В матричном виде уравнение (4.2) примет вид:

$$A \cdot \vec{Z} = -\vec{R}_{kp}^l, \quad (3.3)$$

где $A = \{r_{ij}\}$, ($i=1,2; j=1,2$) – матрица единичных коэффициентов (единичных реакций), полученных на основе эпюр единичных моментов \bar{M}_k ($k=1,2$), возникающих от угловых перемещений Z_1 и Z_2 в узлах рамы В и D (Рисунок 3.2); $\vec{R}_{kp}^l = \{r_{1p}^l, r_{2p}^l\}$ – вектор грузовых коэффициентов, которые вычисляются по грузовым эпюрам моментов \bar{M}_p^l (Рисунок 3.3) в соответствии с вариантами загрузки показанными на рисунке 3.3, где $l=1,2$ – индекс варианта нагружения; $\vec{z} \{Z_1, Z_2\}$ – неизвестный вектор угловых перемещений рамы в узлах В и D.

Вычисляем единичные и грузовые коэффициенты уравнений при помощи специальных функций метода перемещений (3.2), получим:

$$\begin{aligned} r_{11} = 7,88i_0; r_{12} = r_{21} = 1,94i_0; r_{22} = 7,88i_0; \\ R_{1p}^1 = 95,38; R_{2p}^1 = 0; R_{1p}^2 = -280; R_{2p}^2 = 280. \end{aligned} \quad (3.4)$$

Подставим значение (3.4) в уравнение (3.2), получим систему:

$$i_0 \begin{vmatrix} 7,88 & 1,94 \\ 1,94 & 7,88 \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} z_1 \\ z_2 \end{vmatrix} = - \begin{vmatrix} 95,38 & -280 \\ 0,0 & 280 \end{vmatrix}. \quad (3.5)$$

Решаем систему (3.5) и получаем значения основных неизвестных, заменяя уравнение (3.3) следующим образом:

$$\bar{Z} = \begin{vmatrix} z_1^1 & z_1^2 \\ z_2^1 & z_2^2 \end{vmatrix} = -A^{-1}R_{kp}^l, \quad (3.6)$$

где A^{-1} – обратная матрица, которая имеет вид:

$$A^{-1} = \frac{1}{i_0} \begin{vmatrix} 0,1351 & -0,0333 \\ -0,0333 & 0,1351 \end{vmatrix}. \quad (3.7)$$

Затем вычисляем основные неизвестные вектора $\bar{z}\{Z_1^l, Z_2^l\}$ от двух вариантов нагружения ($l=1,2$):

$$\begin{vmatrix} Z_1^1 & Z_1^2 \\ Z_2^1 & Z_2^2 \end{vmatrix} = -\frac{1}{i_0} \begin{vmatrix} 0,1351 & -0,0333 \\ -0,0333 & 0,1351 \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} 95,38 & -280 \\ 0,0 & 280 \end{vmatrix} = \frac{1}{i_0} \begin{vmatrix} -12,89 & 47,15 \\ 3,18 & -47,15 \end{vmatrix}. \quad (3.8)$$

По значениям (3.8) строим в основной системе «исправленные» единичные эпюры моментов, которые получаются умножением единичных эпюр моментов \bar{M}_1 и \bar{M}_2 (Рисунок 3.2) на найденные угловые перемещения Z_1^l, Z_2^l , от двух вариантов нагружения рамы ($l=1,2$) [105, с.4].

Полученные «исправленные» эпюры изгибающих моментов приведены на рисунках 3.4 и 3.5. На их основе формируется суммарная расчётная эпюра изгибающих моментов в элементах рамы, получаемая путём алгебраического сложения эпюр, соответствующих рассматриваемым вариантам загрузки. Построенная расчётная эпюра используется для определения наибольших внутренних усилий в элементах рамы и последующего расчёта их поперечных сечений на прочность и устойчивость.

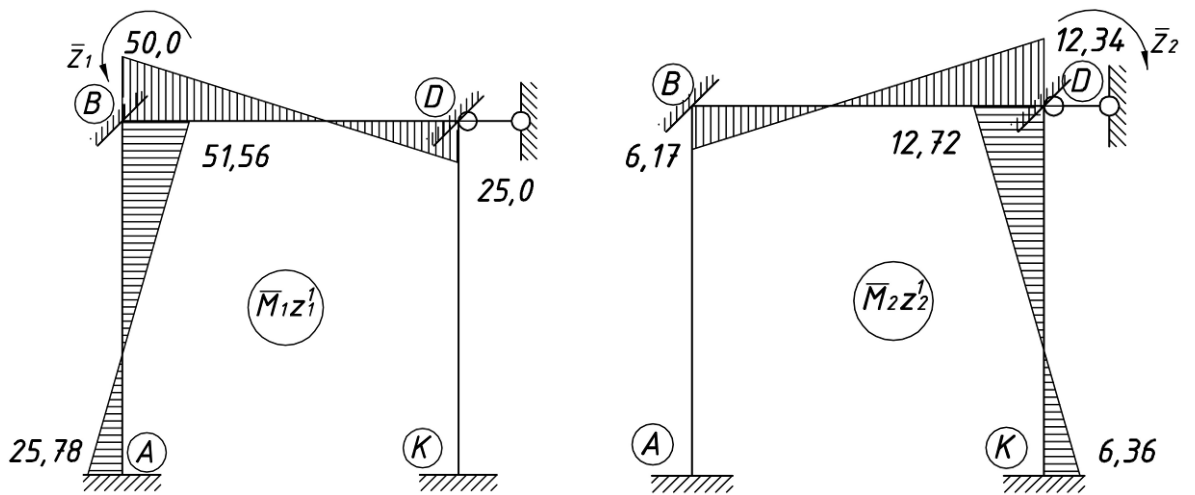


Рисунок 3.4 – Исправленные единичные эпюры изгибающих моментов $\bar{M}_1 Z_1^1$ и $\bar{M}_2 Z_2^1$ от первого варианта нагружения

Полученные эпюры на рисунках 3.4 и 3.5 отражают распределение изгибающих моментов в элементах рамы при действии первого и второго расчетного варианта нагрузки рамы соответственно.

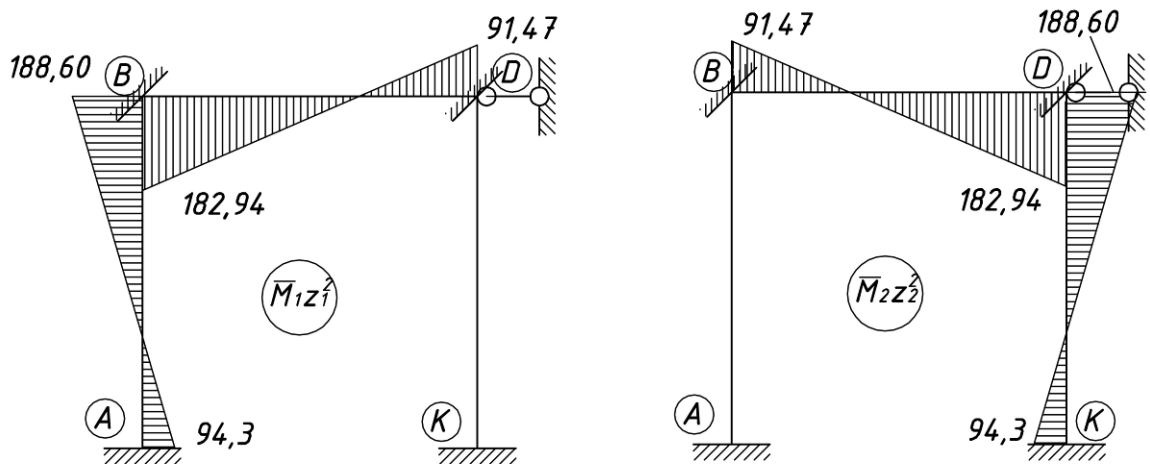


Рисунок 3.5 – Исправленные единичные эпюры изгибающих моментов $\bar{M}_1 Z_1^2$ и $\bar{M}_2 Z_2^2$ от второго варианта нагружения

После построения исправленных единичных эпюр изгибающих моментов определяются ординаты расчетной эпюры моментов для элементов рамы. Расчетная эпюра формируется путем суммирования произведений единичных эпюр на соответствующие значения основных неизвестных и добавления грузовой эпюры для обоих вариантов нагружения:

$$M^l = \bar{M}_1^l Z_1^l + \bar{M}_2^l Z_2^l + \bar{M}_p^l, \quad (3.9)$$

где Z'_1, Z'_2 , – основные неизвестные метода перемещений, найденные по выражению (3.8); l – индекс варианта нагружения рамы ($l=1,2$).

Строим по 3.9 в заданной системе расчетные эпюры моментов 2-х вариантов загрузки (рисунки 4.12 – 4.15)

В соответствии с выражением (3.9) строятся расчётные эпюры изгибающих моментов для двух рассматриваемых вариантов нагружения рамы (Рисунок 3.6).

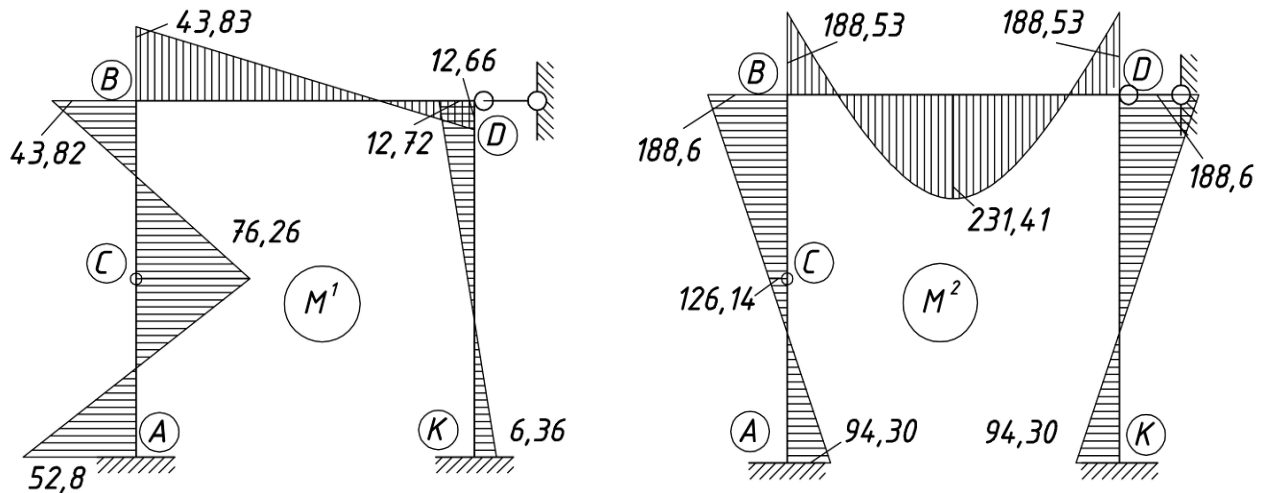


Рисунок 3.6 – Расчётные эпюры изгибающих моментов M^1 и M^2 для первого и второго варианта нагружения

На основе расчётных эпюр изгибающих моментов, построенных для каждого варианта нагружения рамы, определяется суммарная расчётная эпюра изгибающих моментов M . Она формируется путём алгебраического сложения эпюр моментов, полученных для рассматриваемых вариантов загрузки. Итоговая расчётная эпюра определяется по выражению [105, с.4]:

$$M = M^1 + M^2. \quad (3.10)$$

На рисунке 4.14 приведена суммарная расчетная эпюра моментов, построенная по такой формуле (от 2-х вариантов загрузки)

Согласно выражению (3.10) путем алгебраического сложения эпюр изгибающих моментов, соответствующих двум вариантам загрузки рамы, получена суммарная расчётная эпюра изгибающих моментов M . На основании этой эпюры построена расчётная эпюра поперечных сил Q [107, с. 180]. На рисунке 3.7 приведены суммарная расчётная эпюра изгибающих моментов M и построенная по ней эпюра поперечных сил Q .

Анализ суммарной эпюры изгибающих моментов показывает характер распределения внутренних усилий в элементах рамы путепровода. Наибольшие значения изгибающих моментов возникают в пролётной части верхнего ригеля и достигают $M_{max} \approx 232,4 \text{ кН}\cdot\text{м}$, что обусловлено действием вертикальной нагрузки от подвижного транспорта. В узлах сопряжения ригеля со стойками также наблюдаются значительные изгибающие моменты, порядка

175–188кН·м, что свидетельствует о рамной работе конструкции и передаче усилий между элементами (Рисунок 3.7).

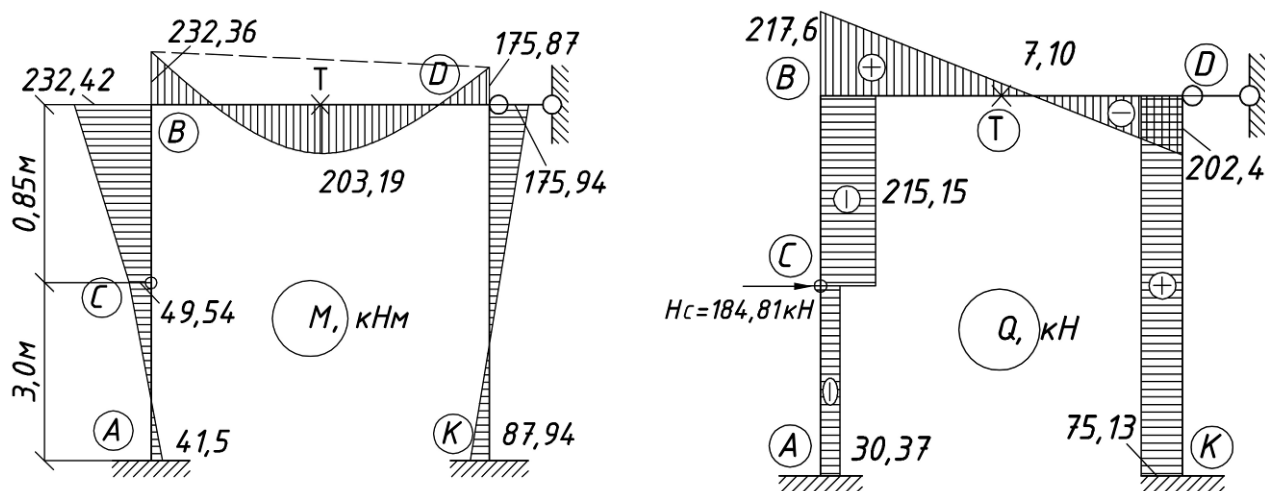


Рисунок 3.7 – Суммарная расчётная эпюра изгибающих моментов M и расчётная эпюра поперечных сил Q в элементах рамы

Эпюра поперечных сил Q , построенная по суммарной эпюре моментов, показывает, что наибольшие поперечные силы возникают в стойках рамы и достигают значений порядка $Q_{max} \approx 217 \text{ кН}$ (Рисунок 3.7). Полученные эпюры позволяют определить наиболее нагруженные участки элементов рамы и используются для дальнейшего расчёта их поперечных сечений на прочность и устойчивость.

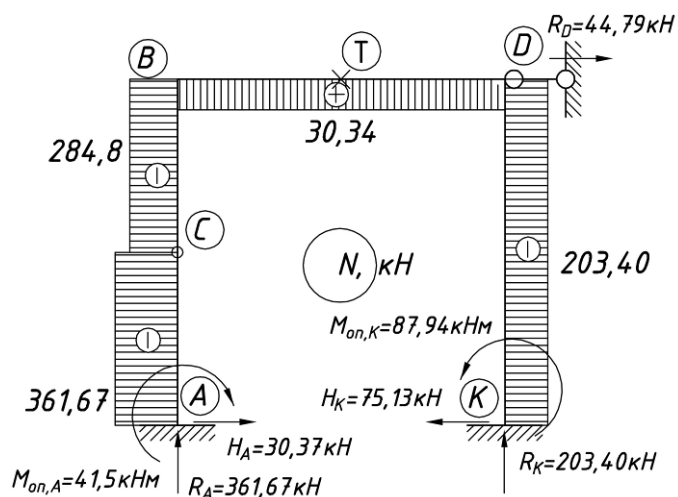


Рисунок 3.8 – Расчётная эпюра продольных сил N в элементах рамы

На рисунке 3.8 приведена эпюра продольных сил N для заданной рамы. На основании полученных эпюр изгибающих моментов M и поперечных сил Q определяется распределение продольных усилий в элементах рамы. Продольные силы возникают вследствие передачи вертикальных и горизонтальных реакций между ригелем и стойками рамы и характеризуют

работу элементов на сжатие и растяжение. Построенная эпюра продольных сил N позволяет определить наиболее нагруженные участки элементов конструкции и используется при проверке их несущей способности.

Анализ эпюры продольных сил N показывает, что основные продольные усилия сосредоточены в вертикальных стойках рамы, работающих преимущественно на сжатие. Наибольшее продольное усилие возникает в левой стойке у основания и достигает $N_{max} \approx 361,7 \text{ кН}$, в верхней части той же стойки значение составляет около 284,8284. В правой стойке продольные усилия несколько меньше и составляют порядка 203,4 кН.

В верхнем ригеле рамы продольное усилие значительно ниже и составляет около 30,34 кН, что указывает на преобладание в данном элементе изгибной работы над осевой. Таким образом, по эпюре N наиболее нагруженными по продольной силе являются опорные участки стоек, что необходимо учитывать при проверке элементов рамы на прочность и устойчивость.

По значениям расчетных эпюр M^I и M^2 (Рисунок 3.6) составим таблицу невыгодных загрузок рамы от нагрузки подвижного транспорта, перемещающегося по проезжей части ортогонального модуля путепровода (Таблица 3.1).

По значениям расчётных эпюр изгибающих моментов M^I и M^2 (Рисунок 3.6) определяются наиболее неблагоприятные усилия в элементах рамы при действии нагрузки от подвижного транспорта, перемещающегося по проезжей части ортогонального модуля путепровода. На рисунке 3.9 показаны положения расчётных точек А, В, С, D, Т и К и сечений элементов рамы I-I и II-II, принятых при определении внутренних усилий и последующей проверке стоек рамы на устойчивость и подбора поперечных сечений.

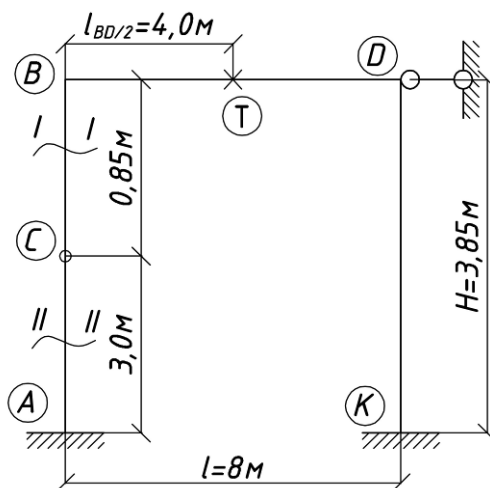


Рисунок 3.9 – Расчетные точки и сечения рамы

На основе полученных эпюр составлена таблица расчётных усилий в характерных неблагоприятных сечениях рамы (Таблица 3.1).

Таблица 3.1 содержит данные по шести расчетным точкам (А, С, В, Т, D, К) для двух вариантов загрузки продольной рамы ортогонального модуля, а

также суммарные и экстремальные значения усилий (Рисунки 3.7 и 3.8). Критические точками конструкции являются точки В, Т, А и С.

Таблица 3.1 – Расчётные значения внутренних усилий в характерных сечениях рамы ортогонального модуля

Расчет- ные точки	Значения изгибающих моментов M^1 и M^2		Суммар- ные моменты (кНм) $M^1 + M^2$	Расчетные моменты		Значения поперечных и продольных сил	
	Вариант загрузки 1	Вариант загрузки 2		M_{max} (кНм)	M_{min} (кНм)	Q (кН)	N (кН)
А	-52,8	+94,30	+41,5	+41,5	-52,8	-30,37	-361,67
С	+76,26	-126,14	-49,88	+76,26	-49,54	-30,37	-361,67
						-215,15	-284,80
В	-43,82	-188,60	-232,42	-43,82	-232,42	-215,15	-284,80
						+214,60	-30,34
Т	-28,28	+231,41	+203,19	+231,41	+203,19	+7,10	-30,34
D	+12,72	-188,53	-175,81	+12,72	-175,87	-203,40	-30,34
						+75,13	-203,40
К	-6,36	+94,30	+87,94	+94,30	-6,36	+75,13	-203,40

В точке В наблюдается наибольший отрицательный изгибающий момент $M_B = -232,42 \text{ кНм}$ и высокие поперечные силы Q_B (-215,15 и +214,60) кН, что делает эту точку наиболее нагруженной. Таким образом, максимальные поперечные силы сосредоточены в левой стойке рамы и в верхнем узле сопряжения стойки с ригелем. Этот узел, требует усиления и дополнительного исследования для предотвращения сдвига и дополнительных деформаций.

В точке Т максимальный положительный момент $M_T = +231,41 \text{ кНм}$ указывает на значительное растяжение нижних волокон, что требует проверки на прочность материала в этой зоне.

В точка А и С находится максимальная сжимающая сила $N_{max} = -361,67 \text{ кН}$ свидетельствует о высокой осевой нагрузке, что важно для оценки устойчивости вертикальных стоек конструкции.

3.1.2 Расчет поперечной рамы

По аналогии рассчитаем поперечную раму ортогонального модуля. Поперечный ригель соответствует ширине проезжей части $l=3,5 \text{ м}$ путепровода и воспринимает нагрузку от грузовой полосы, распределённой по настилу.

Нагрузка на поперечный ригель определяется исходя из нормативной удельной нагрузки на проезжую часть: $g=30 \text{ кН/м}^2$. Ширина грузовой полосы для поперечной рамы принимается $c=8/6=1,3333 \text{ м}$ (Рисунок 2.2,б, б участков по 1,33м шириной). Тогда погонная нагрузка на поперечный ригель (Рисунок 2.2, элемент 3) составит: $q = g \cdot c = 30 \cdot 1,3333 = 40 \text{ кН / м}$ [105, с.2].

Геометрические и жёсткостные характеристики элементов поперечной рамы принимаются по аналогии с расчётом продольной рамы. Для стоек:

Единичная эпюра моментов \bar{M}_1 и грузовая эпюра \bar{M}_p приведены на рисунке 3.11. По единичной эпюре моментов \bar{M}_1 и грузовой эпюре моментов \bar{M}_p получаем (Рисунок 3.11): $r_{11} = 0,8096i_0$, $R_{1p} = 0,0$. Следовательно, $z_1 = 0/0,8096 = 0,0$.

Это означает, что при симметричном нагружении поперечной рамы угловое перемещение узла отсутствует, а расчётная эпюра изгибающих моментов определяется только грузовой составляющей:

$$M = \bar{M}_1 Z_1 + M_p. \quad (3.12)$$

Так как $Z_1 = 0$, исправленная единичная эпюра $\bar{M}_1 Z_1$ обращается в нуль, что показано на рисунке 3.12. Итоговая расчётная эпюра изгибающих моментов M для поперечной рамы приведена на рисунке 3.12.

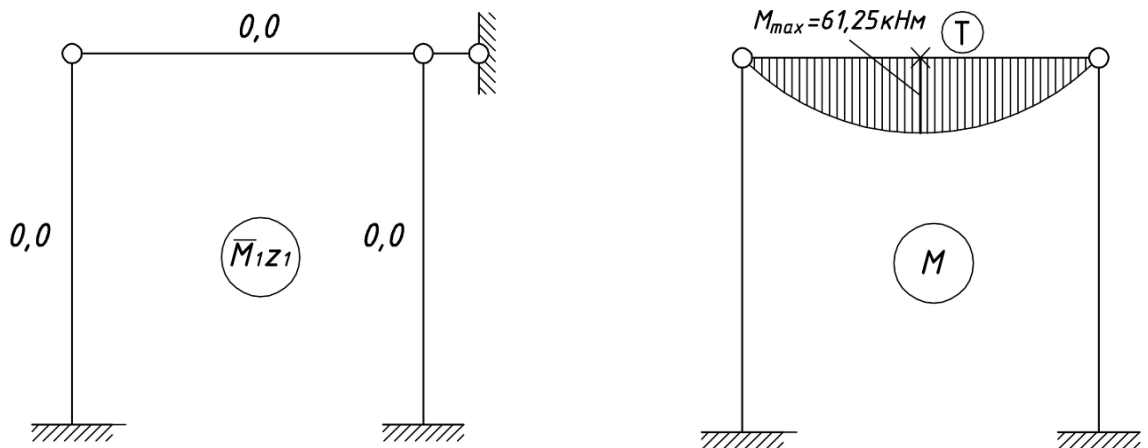


Рисунок 3.12 – Исправленная единичная $\bar{M}_1 Z_1$ и расчётная M эпюры изгибающих моментов поперечной рамы

Максимальный изгибающий момент возникает в середине пролёта поперечного ригеля и составляет:

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{40 \cdot 3,5^2}{8} = 61,25 \text{ кНм}. \quad (3.13)$$

Таким образом, в поперечной раме при симметричном нагружении наибольшие изгибающие усилия сосредоточены в поперечном ригеле, тогда как вклад узловых поворотов в расчётную схему отсутствует. Это упрощает последующий подбор сечений, поскольку расчёт поперечного ригеля фактически сводится к расчёту симметрично нагруженной рамной балки.

3.2 Подбор поперечных сечений, проверка прочности и устойчивости элементов продольной и поперечной рамы

3.2.1 Подбор поперечного сечения вертикальных стоек рам

После построения расчётных эпюр изгибающих моментов M , поперечных сил Q и продольных сил N для продольной рамы ортогонально-ориентированного модуля выполняется подбор поперечных сечений основных несущих элементов конструкции. Анализ суммарных эпюр усилий (Рисунки 3.7–3.8, таблица 3.1) показывает, что наибольшие напряжённые состояния возникают в вертикальных стойках рамы и в продольном ригеле. Максимальные значения изгибающих моментов наблюдаются в узле сопряжения ригеля со стойкой (точка В), а наибольшие продольные силы – в основании стойки (точка А). Это определяет необходимость расчёта стоек на совместное действие продольной силы и изгибающего момента, а также проверки ригелей на прочность и жёсткость.

Согласно результатам расчёта внутренних усилий, полученных по эпюрам (Рисунки 3.7–3.8) и приведённых в таблице 3.1 расчётных значений усилий, в характерных точках рамы действуют следующие усилия:

- в точке «В»: $M = -232,42 \text{ кНм}$; $Q = -215,15 \text{ кН}$; $N = -284,8 \text{ кН}$;
- в точке «С»: $M = -49,14 \text{ кНм}$; $Q = -215,15 \text{ кН}$; $N = -361,67 \text{ кН}$.

Таким образом, определяющим для расчёта стоек является сечение в районе точки С, где наблюдается максимальная продольная сила сжатия (Рисунок 3.9).

В качестве формы поперечного сечения несущих элементов рамы принимаются прокатные двутавровые профили (Рисунок 3.13). Такое решение обусловлено тем, что двутавровое сечение обладает высокой изгибной жёсткостью при относительно небольшой массе металла, что обеспечивает эффективное восприятие изгибающих моментов при минимальном расходе материала. Кроме того, распределение материала в двутавровом профиле концентрировано в поясах, наиболее удалённых от нейтральной оси, что повышает момент сопротивления сечения. Это особенно важно для элементов рамной конструкции, работающих на совместное действие изгиба и продольной силы.

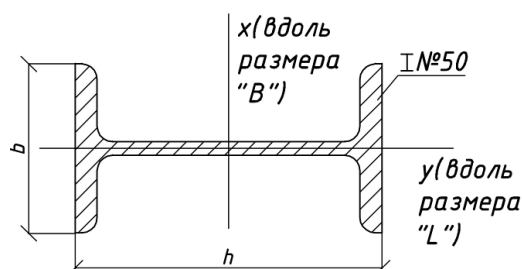


Рисунок 3.13 – Поперечное сечение вертикальной стойки продольной рамы в виде прокатного двутавра №50.

Следует отметить, что при работе рамных конструкций под действием транспортных нагрузок продольные силы в стойках возникают вследствие передачи вертикальных реакций от ригеля. При этом изгибающие моменты, возникающие в узлах рамы, вызывают дополнительный эксцентриситет

приложения продольной силы. В результате элементы работают в условиях внецентренного сжатия, что требует проверки их устойчивости как в плоскости действия момента, так и из этой плоскости.

Вертикальные стойки рамы (Рисунок 2.2, элемент 1, Рисунок 2.5, позиция 2) располагаются между узлами А–В и D–К (Рисунок 3.9). Расчётные сечения принимаются: сечение (I–I) – участок ВС; сечение (II–II) – участок АС. Поперечное сечение стойки принимается в виде прокатного двутавра (Рисунок 3.13).

Требуемая площадь поперечного сечения определяется из условия прочности сжатого элемента [110]:

$$A_{mp} = \frac{N}{\varphi_{ен} R \gamma} K_d, \quad (3.14)$$

где $K_d = 1,3$ – коэффициент, учитывающий динамический эффект работы конструкции; $R = 284 \text{ МПа}$ для стали класса С46/33 марки 092Г2С-15 [111]; $\gamma = 0,9$ – поправочный коэффициент условия работы конструкции; $\varphi_{ен}$ – коэффициент устойчивости элемента.

По выражению (3.14), принимая вначале $\varphi_{ен} = 0,2$, подставляя расчётное значение продольной силы $N = 361,67 \text{ кН}$, получаем:

$$A_{mp} = \frac{361,67 \cdot 10^3 \cdot 1,3}{0,20 \cdot 0,9 \cdot 284 \cdot 10^6} = 9,1974 \cdot 10^{-3} = 91,974 \text{ см}^2.$$

По сортаменту прокатных профилей принимается двутавр №50, для которого

$$(A = 97,8 \text{ см}^2) > (A_{mp} = 91,97 \text{ см}^2).$$

Геометрические характеристики профиля: $J_x = 39290 \text{ см}^4$; $J_y = 1040 \text{ см}^4$, $r_x = 16,3 \text{ см}$; $r_y = 3,26 \text{ см}$; $h = 500 \text{ мм}$; $b = 170 \text{ мм}$; $s = 9,5 \text{ мм}$; $t = 15,2 \text{ мм}$; $W_x = 1520 \text{ см}^3$; $W_y = 122 \text{ см}^3$.

3.2.2 Проверка стоек на устойчивость

1) Проверим устойчивость стоек в плоскости действия момента – в направлении оси «у».

Расчётная длина стойки: $l_{0,y} = l_{0,x} = 0,7 \cdot 3,85 \text{ м} = 2,7 \text{ м} = 270 \text{ см}$.

Гибкость элемента: $\lambda_x = \frac{l_{0,x}}{r_x} = \frac{270}{16,30} = 16,56$. Где r_x – радиус инерции

сечения относительно оси x .

Эксцентриситет приложения продольной силы относительно центра тяжести сечения [112]:

$$e = \frac{M_x}{N} = \frac{232,42}{361,67} = 0,6426\text{ м} = 64,3\text{ см}.$$

Приведённая гибкость: $\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{R/E} = 16,56 \sqrt{284/210000} = 0,609$.

Определим коэффициент η , который учитывает влияние гибкости элемента на работу стойки при внецентренном сжатии. Он определяется в зависимости от приведённой гибкости элемента $\bar{\lambda}_x$ по эмпирической зависимости [112, с. 280]:

$$\eta = 1,5 - 0,08\bar{\lambda}_x = 1,5 - 0,08 \cdot 0,609 = 1,4513.$$

Данный коэффициент вводится для учёта влияния гибкости стержня на перераспределение напряжений в сечении при совместном действии продольной силы и изгибающего момента. С увеличением гибкости элемента значение коэффициента уменьшается, что отражает ухудшение условий устойчивости. В нашем случае $\eta = 1,451$.

Определим параметр $m_{1,x}$, который характеризует степень внецентренности сжатия элемента и учитывает совместное влияние изгибающего момента и продольной силы на напряжённое состояние сечения. Он определяется по формуле [113]:

$$m_{1,x} = \eta \cdot e_x \frac{A}{W_x},$$

где e_x – эксцентриситет приложения продольной силы относительно центра тяжести сечения; A – площадь поперечного сечения элемента; W_x – момент сопротивления сечения относительно оси изгиба; η – коэффициент, учитывающий влияние гибкости элемента.

Физически параметр $m_{1,x}$ показывает, насколько существенно влияние изгибающего момента при работе элемента на сжатие. При увеличении эксцентриситета или уменьшении жёсткости сечения значение параметра возрастает, что приводит к увеличению изгибных напряжений и снижению устойчивости элемента. Используется при определении коэффициентов устойчивости $\varphi_{вн}$ для внецентренно сжатых стержней, в нашем случае вертикальных стоек продольной рамы.

Для рассматриваемой стойки:

$$m_{1,x} = \eta \cdot e_x \frac{A}{W_x} = 1,4513 \cdot 64,3 \frac{97,8}{1570} = 5,81.$$

Определим коэффициент устойчивости $\varphi_{вн}$ в зависимости от найденных параметров. По нормативным таблицам приложения 21 из [113, с. 236] получим:

$$\varphi_{вн} = f(m_{l,x}; \lambda_x) = 0,23.$$

Проверку устойчивости выполним по формуле [110, с. 215]:

$$\left(\sigma = \frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A} \right) \leq \left([\sigma] = \frac{R\gamma}{K_d} \right). \quad (3.15)$$

Напряжение в сечении:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{вн} \cdot A} = \frac{361,37 \cdot 10^{-3}}{0,23 \cdot 97,8 \cdot 10^{-4}} = 160,8 \text{ МПа}. \quad (3.16)$$

Допустимое напряжение с учетом динамического коэффициента [110, с. 217]:

$$[\sigma] = \frac{R\gamma}{K_d} = \frac{284 \cdot 0,9}{1,3} = 197 \text{ МПа}. \quad (3.17)$$

Так как $(\sigma = 160,8 \text{ МПа}) < ([\sigma] = 197 \text{ МПа})$, то устойчивость в плоскости действия момента, обеспечена.

2) Проверим устойчивость стоек из плоскости действия момента – в направлении оси «у».

Гибкость стойки относительно слабой оси: $\lambda_y = \frac{l_{0,y}}{r_y} = \frac{270}{3,26} = 83$. Где

$l_{0,y} = 270 \text{ см}$ – расчётная длина стойки; $r_y = 3,26 \text{ см}$ – радиус инерции сечения относительно слабой оси. Полученное значение показывает, что в данном направлении элемент является более гибким, следовательно, именно здесь устойчивость требует дополнительной проверки.

По нормативной зависимости для найденной гибкости принимаем коэффициент продольного изгиба: $\varphi_y = f(\lambda_y) = 0,615$. Этот коэффициент учитывает снижение несущей способности сжатого элемента вследствие его гибкости: чем больше гибкость, тем меньше значение φ_y .

Далее определяем параметр внецентренного сжатия:

$$m_x = e_x \frac{A}{W_x} = 64,3 \frac{97,8}{1570} = 4,00.$$

По приложению 21 из [112, с. 317] определяем вспомогательные коэффициенты α и β :

$$\alpha = 0,7 + 0,05(m_x - 1) = 0,7 + 0,05(4,0 - 1) = 0,85;$$

$$\beta = 0,58 / \varphi_y = 0,58 / 0,615 = 0,9431.$$

Коэффициент α учитывает влияние уровня внецентренности на перераспределение напряжений в сечении. Коэффициент β связан с общей гибкостью элемента и зависит от коэффициента продольного изгиба:

Тогда коэффициент c определится как [112, с. 318]:

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x} = \frac{0,9431}{1 + 0,85 \cdot 4,0} = 0,2774.$$

Коэффициент c является поправкой на совместное влияние гибкости элемента и внецентренности приложения силы при расчёте устойчивости вне плоскости изгиба; при росте m_x его значение уменьшается, что приводит к увеличению расчётных напряжений.

По выражениям 3.15 и 3.17 получим:

$$\sigma = \frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A} \leq \frac{R\gamma}{K_d};$$

$$\sigma = \frac{361,67 \cdot 10^3}{0,2774 \cdot 0,615 \cdot 97,8 \cdot 10^{-4}} = 216 \text{ МПа}.$$

Следовательно ($\sigma = 216 \text{ МПа}$) $\approx 197 \text{ МПа}$. Полученное значение напряжения близко к допускаемому, что указывает на работу элемента с минимальным запасом устойчивости из плоскости действия момента. Устойчивость из плоскости действия момента также обеспечена с небольшим перенапряжением.

3.2.3 Подбор поперечного сечения продольного и поперечного ригеля

Поперечное сечение продольной балки (ригеля) (Рисунок 2.2, элемент 2, Рисунок 2.5, позиция 1) примем виде прокатного двутавра с учетом эффекта «закручивания».

Продольный ригель рамы воспринимает основные изгибающие нагрузки от транспортного потока. Максимальный изгибающий момент определяется по расчётной эпюре моментов на рисунке 3.7 (Точка В, таблица 3.1): $M_{max} = M_B = -232,42 \text{ кНм}$.

Определим требуемый момент сопротивления поперечного сечения [114]:

$$W_{mp} = \frac{M_{max}}{R\gamma} K_d = \frac{232,42 \cdot 10^3}{284 \cdot 10^6 \cdot 0,9} 1,3 = 10^{-3} (1,182) (\text{м}^3) = 1182 \text{ см}^3.$$

По сортаменту принимаем двутавр №45: ($W_x = 1220 \text{ см}^3$) > ($W_{mp} = 1182 \text{ см}^3$).

Поперечная балка (поперечный ригель) воспринимает нагрузку от настила проезжей части (Рисунок 2.2, элемент «4», Рисунок 2.5, позиция 7). Для подбора поперечного сечения поперечного ригеля принимается так же прокатный двутавр. Требуемый момент сопротивления:

$$W_{mp}^x = \frac{M_{max}}{R\gamma} K_d = \frac{61,25 \cdot 10^3 \cdot 1,3}{284 \cdot 10^6 \cdot 0,9} = 0,0003115 \text{ м}^3 = 312 \text{ см}^3.$$

где $M_{max} = 61,25 \text{ кНм}$ – максимальный изгибающий момент ригеля поперечной рамы (3.13); $K_d = 1,3$ – коэффициент динамичности; $R = 284 \text{ МПа}$ – расчётное сопротивление выбранной марки стали; $\gamma = 0,9$ – коэффициент условия пространственной работы рамы.

С учётом требований по жёсткости принимается двутавр №30, для которого $(W_x = 472 \text{ см}^3) > (W_{mp} = 312 \text{ см}^3)$ [114, с. 270]. Следовательно, прочность поперечного ригеля обеспечена.

Таким образом, в результате расчёта установлено, что несущие элементы рамы могут быть выполнены из следующих прокатных профилей: вертикальные стойки – двутавр №50, продольные ригели – двутавр №45, поперечные ригели – двутавр №30 (Рисунок 3.14) [115, 116].

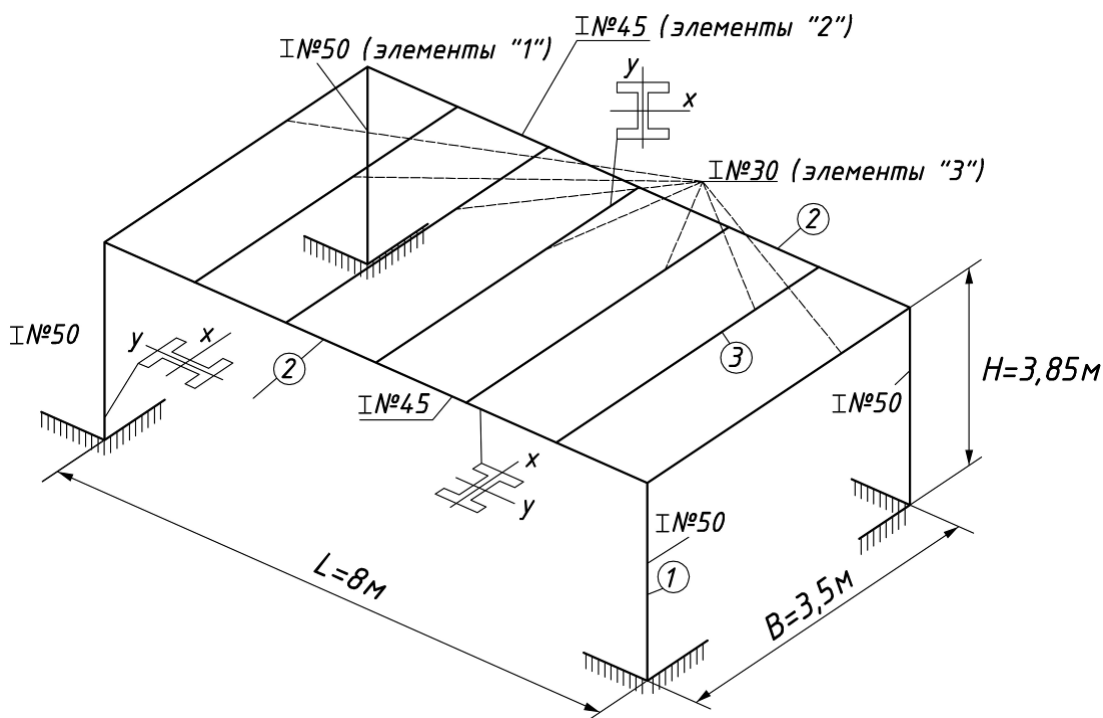


Рисунок 3.14 – Калибровка двутавровых сечений элементов конструкции пространственной рамы ортогонально-ориентированного модуля

Выбранные сечения обеспечивают требуемую прочность, устойчивость и жёсткость конструкции при действии расчётных транспортных нагрузок.

3.3 Проверка жёсткости несущих конструкций ортогонального модуля

После подбора поперечных сечений основных несущих элементов пространственной рамы ортогонально-ориентированного модуля необходимо выполнить проверку их жёсткости. Данная проверка является обязательной, поскольку даже при обеспечении прочности и устойчивости конструкция должна удовлетворять требованиям эксплуатационной пригодности по прогибам. Для рассматриваемого модуля проверяются наиболее ответственные изгибаемые элементы каркаса – поперечный ригель пролётом 3,5м (Рисунок 3.14, элемент 3) и продольный ригель пролётом 8,0м (Рисунок 3.14, элемент 2). В первом случае элемент работает как балка под действием равномерно распределённой нагрузки, во втором – как элемент статически неопределимой рамной системы.

Проверка выполняется для модуля I (Рисунок 2.2), представляющего собой пространственную рамную систему, в которой элементы 2 и 3 воспринимают основную часть изгибающих воздействий от временной транспортной нагрузки. При этом жёсткость конструкции оценивается по величине максимального прогиба и сопоставляется с нормативно допустимым значением, установленным для мостовых и путепроводных конструкций. Согласно принятому критерию, проверка жесткости выполняется по формуле [115, с.10]:

$$\frac{v_{\max}}{l} \leq \left[\frac{1}{f} \right], \quad (3.18)$$

где $\left[\frac{1}{f} \right] = \frac{1}{400}$ – нормативно допустимый прогиб балок по условиям нормальной эксплуатации мостов; v_{\max} – максимальный прогиб; l – расчётный пролёт конструкции.

С инженерной точки зрения проверка жёсткости позволяет оценить деформационную надёжность конструкции. Недостаточная жёсткость ригелей приводит к чрезмерным прогибам проезжей части, ухудшению условий движения транспорта, перераспределению усилий между элементами рамы и возникновению дополнительных динамических воздействий. Поэтому при расчёте пространственной рамы проверка жёсткости рассматривается не как второстепенная, а как один из определяющих этапов обоснования принятых сечений.

С другой стороны, избыточное увеличение жёсткости также не всегда является рациональным, поскольку связано с ростом металлоёмкости конструкции. Поэтому задача расчёта состоит в выборе такого поперечного сечения, при котором одновременно выполняются условия прочности, устойчивости и эксплуатационной пригодности по прогибам. Именно по этой причине после подбора двутавровых сечений для элементов пространственной рамы дополнительно проверяется их работа по деформациям.

Проведем проверку жесткости поперечного ригеля каркаса пролётом $l=3,5$ м (Рисунок 3.14, элемент 3). Расчётная равномерно распределённая нагрузка на данный элемент принимается по выражению:

$$q_n = g \cdot c \cdot K_d = 30 \cdot 1,3333 \cdot 1,3 = 52 \text{ кН / м},$$

где $g = 30 \text{ кН / м}$ – интенсивность нормативной нагрузки на проезжую часть; $c = 1,333$ – шаг балок; K_d – динамический коэффициент.

Поперечное сечение элемента 3 принято в виде прокатного двутавра №30. Для данного профиля момент инерции относительно главной оси и модуль упругости составляют $J_x = 7080 \text{ см}^4$; $E = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ соответственно.

Поскольку элемент 3 в расчётной схеме работает как однопролётная балка под действием равномерно распределённой нагрузки, максимальный прогиб в середине пролёта определяется по классической зависимости сопротивления материалов [114, с.127]:

$$v_{\max} = \frac{5 \cdot q_n \cdot l^4}{384 \cdot E J_x} \quad (3.19)$$

В формуле (3.19) величина q_n интенсивности распределённой нагрузки; l – расчётный пролёт балки; E – модуль упругости материала; J_x – момент инерции сечения относительно оси изгиба. Из выражения видно, что прогиб резко возрастает с увеличением пролёта, поскольку зависит от четвёртой степени длины элемента, и снижается при увеличении изгибной жёсткости EJ_x .

Подставляя расчётные значения, получим:

$$v_{\max} = \frac{5 \cdot 52 \cdot (3,5)^4}{384 \cdot 2 \cdot 10^8 \cdot (7,08 \cdot 10^3 \cdot 10^{-8})} = 0,715 \cdot 10^{-2} (\text{м}) = 0,715 \text{ см} = 7,15 \text{ мм}.$$

Далее выполняем нормативную проверку по относительному прогибу по выражению (3.18):

$$\frac{0,715 \cdot 10^{-2}}{3,5} = \frac{1}{4895} \leq \left[\frac{1}{400} \right].$$

Из последнего выражения видно, что условие жёсткости выполняется с большим запасом, а принятый двутавр №30 обеспечивает необходимую эксплуатационную пригодность поперечного ригеля. Это означает, что деформации элемента 3 (Рисунок 3.14) при действии расчётной нагрузки не приведут к заметному ухудшению условий движения транспорта и не вызовут недопустимого перераспределения усилий в пространственной раме.

Проведем проверку жёсткости элемента 2 (Рисунок 3.14) продольного ригеля пространственной рамы пролётом $l=8.0\text{м}$ из прокатного двутавра №45. Для него расчётная равномерно распределённая нагрузка определяется аналогично, но с учётом большего шага работы элемента:

$$q_n = g \cdot c \cdot K_d = 30 \cdot 1,75 \cdot 1,3 = 68,25; \quad q_n = 68,25 \text{ кН/м.}$$

В отличие от элемента 3, продольный ригель работает не как простая балка, а как часть статически неопределимой рамы. Поэтому его прогиб нельзя определить по элементарной балочной формуле. Для вычисления перемещения в середине пролёта используется правило Верещагина [110, с. 189], основанное на перемножении грузовой эпюры изгибающих моментов M (Рисунок 3.7) и единичной эпюры \bar{M}_1 , построенной от единичной силы $\bar{P}_1 = 1$, приложенной в точке, перемещение которой определяется. В данном случае единичная сила прикладывается в середине участка BD продольной рамы, а соответствующая единичная эпюра приведена на рисунке 3.15.

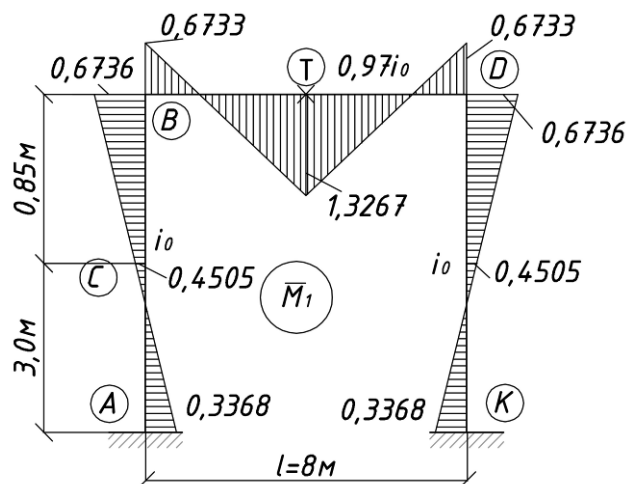


Рисунок 3.15 – Единичная эпюра изгибающих моментов \bar{M}_1 продольной рамы от единичной нагрузки $\bar{P}_1 = 1$

Максимальный прогиб в середине продольного ригеля BD определяется по выражению [110, с. 192]:

$$v_{\max} = v_T = \frac{K_d}{EJ_x} (M \times \bar{M}_1). \quad (3.20)$$

В выражении (3.20): эпюра M – рисунок 3.7; эпюра \bar{M}_1 – рисунок 3.15. Вычисление произведения эпюр по правилу Верещагина выполняется путём поэлементного суммирования площадей участков эпюры и статических моментов этих участков относительно соответствующих ординат единичной эпюры.

$$\begin{aligned}
v_{\max} = v_T = \frac{1,3}{EJ_1} & \left\{ \left\{ \frac{1}{3,85 \cdot 0,2597} \left[0,856 \cdot \left(\frac{232,42 + 49,54}{2} \right) + \left[0,4505 + \frac{2}{3} (0,6736 - \right. \right. \right. \right. \\
& - 0,4505) \left. \left. \left. \left. + 3,0 \left[\frac{1}{2} \cdot 0,4505 \left(\frac{2}{3} \cdot 49,54 - \frac{1}{3} \cdot 41,5 \right) + \frac{1}{2} \cdot 0,3368 \left(\frac{1}{3} \cdot 49,54 + \frac{2}{3} \cdot 41,5 \right) \right] + \right. \right. \right. \right. \\
& \left. \left. \left. \left. 3,85 \left[\frac{1}{2} \cdot 0,6736 \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot 175,94 - \frac{1}{3} \cdot 87,94 \right) + \frac{1}{2} \cdot 0,3368 \left(\frac{1}{3} \cdot 175,94 - \frac{2}{3} \cdot 87,94 \right) \right] \right] \right\} + \right. \\
& + \frac{1}{8,0 \cdot 0,97 \cdot 0,2597} \left\{ \frac{2}{3} \cdot 62,25 \cdot 64 \cdot \frac{2}{2} (1,3267 - 0,6733) + \frac{1}{2} \cdot 4 \left[232,36 \left(\frac{2}{3} \cdot 0,6733 - \right. \right. \right. \right. \\
& - \frac{1}{3} \cdot 1,3267) + 2 \cdot 203,19 \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot 1,3267 - \frac{1}{3} \cdot 0,6733 \right) \left. \left. \left. \left. + \frac{1}{2} \cdot 4 \left[175,87 \left(\frac{2}{3} \cdot 0,6733 - \right. \right. \right. \right. \right. \right. \\
& \left. \left. \left. \left. - \frac{1}{3} \cdot 1,3267 \right) \right] \right] \right\} = \frac{1,3}{EJ_1} \{ 1,0 [119,833 \cdot 0,5992 + 3,0 (4,3233 - 1,8782) + 3,85 \{ 29,6317 + \\
& + 0,02 \}] + 0,4962 [2912 \cdot 0,6534 + 2 \cdot 0,0067 \cdot 232,36 + 406,38 \cdot 0,2244] + 2 \cdot \\
& \cdot 175,87 \cdot 0,0067 \} = \frac{1,3}{EJ_1} [71,8039 + 7,3353 + 114,1525 + 0,4962 (1902,7 + 3,1136 + \\
& + 91,1917 + 2,3567)] = \frac{1,3}{EJ_1} (263,2917 + 1999,3620) = \frac{1,3}{EJ_1} (2262,6537) = \frac{2941,45}{EJ_1}.
\end{aligned} \tag{3.21}$$

В результате последовательного вычисления вкладов от стоек, ригеля и примыкающих участков получено значение:

$$v_T = v_{\max} = \frac{2941,45}{EJ_1}. \tag{3.22}$$

В выражениях (3.21) и (3.22) величина J_I принимается равной моменту инерции стойки (Рисунок 3.14, элемент 1) из прокатного двутавра №50: $J_I = J_{Ix} = 39290 \text{ см}^4$.

Такой подход принят в исходной расчётной модели для приведения выражения к единой жёсткостной характеристике системы. При этом для учёта дополнительного влияния элементов 3 и 4 (Рисунок 2.2), подкрепляющих продольный ригель (Рисунок 2.2, элемент 2), вводится поправочный коэффициент 0.5, отражающий участие поперечных и связевых элементов пространственной рамы в совместной работе конструкции.

Окончательно проверим выполнение условия жесткости ригеля пространственной рамы (Рисунок 3.14, элемент 2) (продольных балок пролетом $l = 8 \text{ м}$ из прокатных двутавров №45). После подстановки всех численных данных получаем:

$$v_{\max} = 0,5 \cdot \frac{2941,45 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 10^8 \cdot 39,290 \cdot 10^{-8}} = 0,0187(\text{м}) = 1,87 \text{ см} = 18,7 \text{ мм}.$$

Затем относительный прогиб сравнивается с допустимым значением по выражению (3.18):

$$\frac{v_{\max}}{l} = \frac{1,87}{800} = \frac{1}{428}.$$

Так как

$$\left(\frac{1}{428}\right) < \left(\left[\frac{1}{f}\right] = \frac{1}{400}\right), \text{ или } \frac{1}{428} \leq \frac{1}{400},$$

то условие жёсткости продольного ригеля выполняется. Следовательно, двутавр №45, принятый для элемента 2 (Рисунок 3.14), обеспечивает не только необходимую прочность, но и достаточную изгибную жёсткость при действии расчётной транспортной нагрузки.

Продольный ригель считается самым ответственным элементом во всей раме. Именно эта деталь перекрывает основную часть траншеи. Она принимает на себя самый большой вес от проезжающих машин. Из-за этого мы проверяли жесткость ригеля особенно тщательно. Результаты расчетов нас порадовали. Даже при длине восемь метров и плотном потоке транспорта балка почти не прогибается. Все деформации остались в пределах нормы. Это доказывает правильность выбора размеров ригеля. Конструкция получилась надежной и не слишком тяжелой.

Таким образом, выполненная проверка жёсткости несущих конструкций показала, что принятые поперечные сечения элементов пространственной рамы ортогонально-ориентированного модуля удовлетворяют нормативным требованиям по деформациям. Для поперечного ригеля (элемент 3) максимальный прогиб составил 7,15мм, а для продольного ригеля (элемент 2) – 18,7мм. В обоих случаях относительные прогибы не превышают предельно допустимого значения $l/400$, следовательно, конструкция обладает достаточной жёсткостью и может быть рекомендована к дальнейшему использованию в составе модульного мобильного путепровода.

3.4 Исследование влияния жесткостных характеристик на подбор поперечного сечения продольного ригеля ортогонального модуля

Анализ полученных решений силового расчета продольной рамы (Таблица 3.1, Рисунок 3.7) показал, что во время работы путепровода в эксплуатационном положении (движение транспорта) ригель продольной рамы ортогонального модуля (Рисунок 3.14, элемент 2) испытывает наибольшие статические и динамические нагрузки. Это приводит к тому, что в угловых стыковочных узлах вертикальных стоек (Рисунок 3.14, элемент 1) и ригеля (Рисунок 3.14, элемент 2) возникают самые большие нагрузки и опасные сечения (Рисунки 3.7–3.8, рисунок 3.9, узлы В, Т и А).

В связи с этим, необходимо провести исследование влияния жесткостных характеристик на подбор поперечного сечения ригеля (Рисунок 3.14, элемент 2) продольной рамы ортогонального модуля с учетом усилий в опасном узле В

(Рисунок 3.9), в котором возникают наибольшие усилия. Для этих целей используется метод сил, который является аналогом метода перемещений и имеет аналогичное каноническое уравнение (3.1), в котором единичные узловые перемещения Z_1 и Z_2 заменяются соответствующими единичными узловыми усилиями X_1 и X_2 [24–26].

Примем следующие значения погонных жесткостей. Вертикальные элементы продольной рамы (стойки) (Рисунки 3.1 и 3.14, элемент 1) примем в качестве базового значения $i_1=i_0=1$, что соответствует условной жесткости вертикальных стоек рамы. Для горизонтальных элементов (ригелей) рамы (Рисунки 3.1 и 3.14, элемент 2) рассмотрим следующие значения жесткости $i_2 = 0,5; 1,0; 1,5; 2,0$.

Обозначим через параметр $n = i_2/i_1$ соотношение погонных жесткостей стоек продольной рамы (Рисунок 3.1). Тогда для горизонтальных ригелей значения погонных жесткостей i_2 соответствует изменению параметра $n = 0,5; 1,0; 1,5; 2,0$.

При указанных значениях параметра жесткости n коэффициенты канонических уравнений (3.1)–(3.3) $A = \{r_{ij}\}$ и вектор грузовых коэффициентов $\vec{R}_{kp} = \{r_{1p}, r_{2p}\}$ ($i = 1,2; j = 1,2; k=1,2$) в общем виде, примут следующий вид:

$$\begin{aligned} a_{11} = r_{11} &= 4i_0 + 1,94 \cdot n \cdot i_0 = (4 + 1,94 \cdot n) \cdot i_0; \\ a_{12} = r_{12} = r_{21} &= 0,97 \cdot n \cdot i_0; a_{22} = r_{22} = (4 + 1,94n)i_0; \\ b_1 &= -184,62 = R_{1p}; b_2 = R_{2p} = 280,00. \end{aligned} \quad (3.23)$$

Решая в общем виде систему (3.1) с учетом выражений (3.23), получим [Приложение А, формула А.3]:

$$X_1 = \frac{-b_1 - a_{12}^2 \cdot \left[\frac{-b_1 + b_2 \left(\frac{a_{11}}{a_{12}} \right)}{(a_{12}^2 - a_{11} \cdot a_{22})} \right]}{a_{11}}; \quad X_2 = \frac{\left[\frac{-b_1 + b_2 \left(\frac{a_{11}}{a_{12}} \right)}{(a_{12}^2 - a_{11} \cdot a_{22})} \right] \cdot a_{12}}{(a_{12}^2 - a_{11} \cdot a_{22})}. \quad (3.24)$$

По выражениям (3.24) находим значения основных неизвестных метода сил X_1 и X_2 , определяя предварительно коэффициенты уравнений (3.23) при варьировании параметра $n = 0,5; 1,0; 1,5; 2,0$. По аналогии с выражением (3.9) определим результирующий момент M_B в опасной точке В:

$$M_B = \overline{M}_{1,B} \cdot X_1 + \overline{M}_{2,B} \cdot X_2 + M_{p,B}. \quad (3.25)$$

Расчеты выполняются для четырех вариантов параметра жесткости n . Полученные результаты приведены в таблице 3.2.

Таблица 3.2 – Моменты в опасном узле В рамы в зависимости от параметра «n»

Параметр «n»	Значения коэффициентов					Величины сил		Усилия в основной системе			
	a_{11}	a_{12}	a_{22}	b_1	b_2	X_1	X_2	$\bar{M}_1 \cdot X_1$	$\bar{M}_2 \cdot X_2$	$M_{P,B}$	M_B (кНм)
0,5	4,97	0,485	4,97	-184,6	280	43,05	-49,93	41,76	-24,84	-184,6	-167,68
1,0	5,94	0,97	5,94	-184,6	280	39,83	-53,64	77,28	-53,37	-184,6	-160,69
1,5	6,91	1,455	6,91	-184,6	280	27,78	-48,25	80,84	-72,07	-184,6	-175,83
2,0	7,88	1,94	7,88	-184,6	280	34,25	-43,97	132,89	-85,30	-184,6	-137,01

По данным таблицы 3.2 получим зависимость $M_B = f(n)$ изгибающего момента в опасном узле В продольной рамы от соотношения жесткостей ригеля и стойки $n=i_2/i_1$ (Рисунок 3.16). Полученная зависимость позволяет оценить влияние жесткости продольного ригеля на величину изгибающего момента в узле сопряжения элементов и выбрать наиболее рациональное соотношение жесткостей элементов рамы при проектировании модульного путепровода

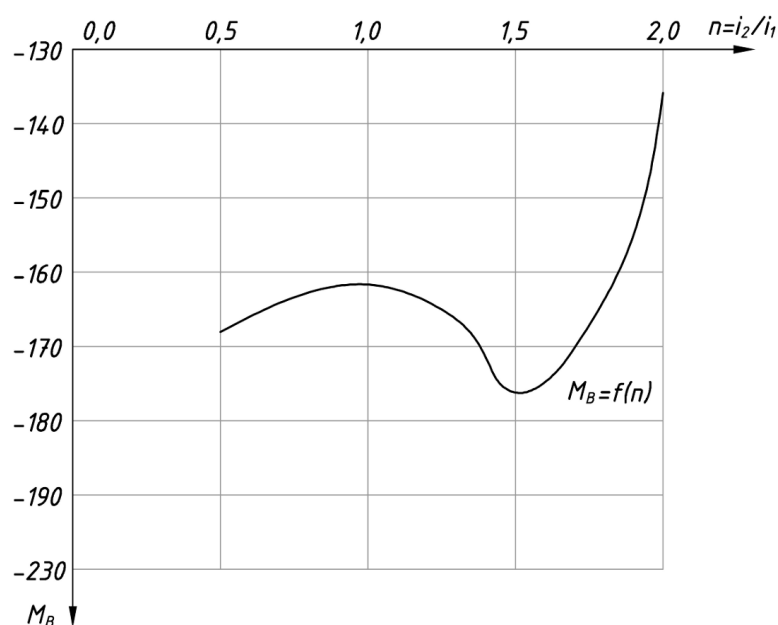


Рисунок 3.16 – Зависимость изгибающего момента M_B от соотношения изгибной жесткости ригеля i_2 и стойки i_1 продольной рамы

С учетом полученных расчетных данных данная зависимость может быть аппроксимирована полиномиальной функцией третьей степени вида:

$$M_B(n) = 101,45n^3 - 348,62n^2 + 359,37n - 272,89; \quad n = \frac{i_2}{i_1},$$

где M_B выражается в кНм. Полученное выражение позволяет количественно оценивать влияние изменения жесткости продольного ригеля на величину

изгибающего момента в опасном узле и использовать его при обосновании рационального соотношения жесткостей элементов рамы.

Анализ зависимости на рисунке 3.16 показывает, что соотношения погонных жесткостей ригеля рамы и её стоек (параметр « n ») оказывает существенное влияние на величину изгибающего момента M_B в узле В (Рисунок 3.1, 3.9), где стыкуется ригель и левая стойка.

Из зависимости, приведённой на рисунке 3.16, следует, что при недостаточной жёсткости продольного ригеля ($n < 1$) наблюдается увеличение изгибающих моментов и поперечных сил в узлах сопряжения ригеля со стойками, особенно в опасном узле В. В этом случае ригель работает как гибкий элемент, что приводит к перераспределению нагрузок на стойки и увеличению их деформаций.

При равенстве жёсткостей элементов ($n \approx 1$) рамная система работает более равномерно, однако изгибающие моменты в узловых соединениях остаются значительными, что увеличивает металлоёмкость конструкции.

Наиболее рациональная работа рамы наблюдается при повышенной жёсткости продольного ригеля относительно стоек. Наибольшее абсолютное значение изгибающего момента M_B возникает при значениях параметра $n = 1,5$. При дальнейшем увеличении жёсткости ригеля происходит более равномерное перераспределение усилий и снижение напряжений в узловых соединениях, в т.ч. в опасном узле В. Оптимальное значение соотношения жёсткостей ригеля i_2 и стойки i_1 , при котором достигаются минимальные значения момента M_B , определяется в пределах $n = 2,0$.

Таким образом, установлено, что для обеспечения рациональной работы продольной рамы жёсткость продольного ригеля должна превышать жёсткость вертикальных стоек, а оптимальное соотношение жёсткостей элементов должно находиться в диапазоне

$$1,5 \leq \left(\frac{i_2}{i_1} = n \right) \leq 2,0.$$

Это обеспечивает снижение концентрации усилий в узлах рамы и более эффективное восприятие транспортных нагрузок продольным ригелем.

Таким образом, установленная аналитическая зависимость пиковых изгибающих моментов в критических узлах от соотношения жёсткостей ригеля и стоек $n = i_2/i_1$ (Рисунок 3.16) позволяет определить оптимальное значение при $n = 2,0$, которое обеспечивает снижение максимальных моментов на 20–25% и общей металлоёмкости на 15–18% по сравнению с равножёсткостной схемой (при $n = 1$). Это повышает экономичность и технологичность конструкции. Полученные результаты определяют научную новизну проведенных исследований.

3.5 Расчет осей ходовой части путепровода

3.5.1 Определение расчетных нагрузок на оси ходовой части

В транспортном положении модульный путепровод перемещается к месту монтажа на собственной ходовой части. При этом нагрузка от веса пролетных модулей, транспортных устройств и элементов ходовой части передаётся на переднюю поворотную и неповоротные оси через колесные опоры. Следовательно, оси ходовой части являются основными несущими элементами транспортной схемы и должны быть проверены по прочности и рационально подобраны по поперечному сечению.

На стадии предварительного проектирования статический расчёт осей целесообразно выполнять по балочной схеме с приведением распределённой нагрузки к эквивалентной сосредоточенной силе, приложенной в середине пролёта. Такой подход позволяет корректно определить максимальный изгибающий момент в опасном сечении и далее выполнить подбор сечения по требуемому моменту сопротивления. Дополнительное влияние транспортной подвижности, неровностей дорожного покрытия и низкочастотных колебаний конструкции учитывается введением условного динамического коэффициент K_d . Такой подход к расчету осей ходовой части называют косвенным динамическим расчетом. Данный метод широко применяется при расчёте транспортных конструкций и позволяет корректно учитывать влияние вибрационных нагрузок без выполнения сложного динамического анализа на данном этапе расчета [111, с. 236].

На оси ходовой части действуют следующие основные группы нагрузок:

- статические нагрузки от собственного веса конструкций и элементов ходовой части путепровода;
- дополнительные нагрузки от перераспределения веса модулей конструкции;
- динамические воздействия, возникающие при движении конструкции по дорожному покрытию.

Расчет осей ходовой части выполняется в следующей последовательности:

- определение расчетной нагрузки от веса путепровода;
- определение распределенных нагрузок на оси;
- приведение распределенной нагрузки к сосредоточенной;
- определение изгибающих моментов в расчетной схеме балки;
- подбор поперечного сечения осей по условию прочности.

В качестве общего внешнего веса выступают собственный вес (масса) металлических конструкций ходовой части, вес конструкции наклонно-ориентированных модулей (Рисунки 2.3, 24 позиция 6) со стальными настилами (Рисунки 2.3, 24, позиция 11) и конструкции ортогонально ориентированной платформы (Рисунки 2.3, поз. 13, 14) [102, с.5].

Полный собственный вес (нормативная нагрузка) вышеперечисленных частей транспортируемого путепровода равен (Приложение Б) [102, с.5]:

$$G_{об}^H = 33,5 \text{ т.}$$

Для перехода к расчетной нагрузке введем коэффициент надежности :

$$G_{об}^P = G_{об}^H \cdot n_p = 33,5 \cdot 1,15 = 38,4 \text{ т},$$

где n_p – коэффициент надёжности по нагрузке.

Грузовая площадь транспортной схемы рисунку 2.3 определяется как

$$S = 8,15 \cdot 3,5 = 28,52 \text{ м}^2,$$

где S – общая грузовая площадь транспортной платформы, м^2

Средняя поверхностная нагрузка на 1 м^2 от веса транспортируемой конструкции определяется выражением

$$g = G_{об}^P / S = 38,4 / 28,52 = 1,35; \quad g = 1,35 \text{ т/м}^2,$$

где g – средняя удельная нагрузка на платформу, т/м^2 .

Полученное значение характеризует усреднённое распределение массы по площади транспортной платформы и далее используется для определения нагрузок, приходящихся на отдельные оси.

Определим погонные нагрузки на оси ходовой части путепровода. Рассмотрим переднюю поворотную ось (Рисунки 2.3, 2.4 позиция 1). Для передней поворотной оси ширина расчетной грузовой полосы определяется как

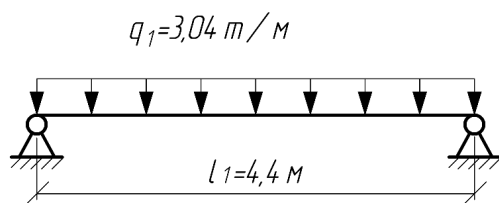
$$B_1 = a + \frac{b}{2} = 1,0 + \frac{2,5}{2} = 2,25 \text{ м},$$

где B_1 – ширина грузовой полосы, относимой к передней оси, м; a – крайний участок зоны загрузки, м; b – расстояние между соседними расчетными полосами, м.

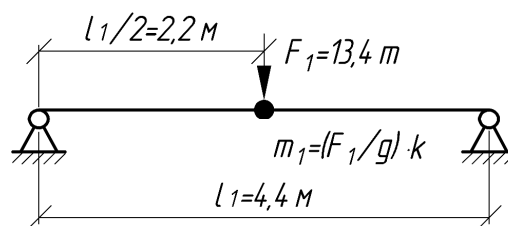
Тогда погонная нагрузка на переднюю ось q_1 равна

$$q_1 = g \cdot B_1 = 1,35 \cdot 2,25 = 3,04; \quad q_1 = 3,04 \text{ т/м}.$$

В расчетной схеме передняя ось рассматривается как однопролетная балка пролётом l , нагруженная равномерно распределённой погонной нагрузкой q_1 (Рисунок 3.17, а).



а) Погонная нагрузка



б) Сосредоточенная нагрузка

Рисунок 3.17 – Статическая нагрузка на переднюю поворотную ось

Равномерно распределенную нагрузку (Рисунок 3.17,а) переведем к эквивалентной сосредоточенной силе, приложенной в середине пролета оси (Рисунок 3.17,б):

$$F_1 = q_1 \cdot l = 3,04 \cdot 4,4 = 13,4; F_1 = 13,4 \text{ т.}$$

Аналогично для средних и задних неповоротных осей определяется погонная нагрузка

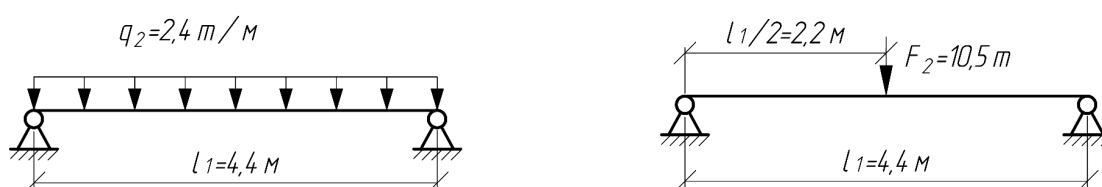
$$q_2 = 2,4 \text{ т/м,}$$

где q_2 – погонная нагрузка на неповоротную ось, т/м.

Тогда эквивалентная сосредоточенная сила составляет

$$F_2 = q_2 \cdot l = 2,4 \cdot 4,4 = 10,5 \text{ т,}$$

где F_2 – расчетная сосредоточенная сила на неповоротных осях, т.



а) Погонная нагрузка

б) Сосредоточенная нагрузка

Рисунок 3.18 – Статическая нагрузка на неповоротные оси

На основании расчетной массы путепровода и геометрии транспортной платформы определены эквивалентные силы, действующие на оси ходовой части: $F_1 = 13,4 \text{ т}$ для передней поворотной оси и $F_2 = 10,5 \text{ т}$ для неповоротных осей. Эти значения далее используются при определении максимальных изгибающих моментов [102, с.6].

3.5.2 Расчет передней поворотной оси

Передняя ось работает в наиболее ответственных условиях, так как наряду с восприятием вертикальной нагрузки участвует в кинематической схеме транспортирования и поворота. Поэтому для неё требуется обеспечить не только прочность, но и достаточную жесткость при рациональной металлоемкости.

Расчетная схема передней оси принимается в виде однопролетной статически определимой балки с сосредоточенной силой F_1 , приложенной в середине пролёта l (Рисунок 3.17,б).

Максимальный изгибающий момент при такой схеме определяется выражением [110, с. 260]

$$M_{\max,1} = \frac{F_1 l}{4} = \frac{0,134 \cdot 4,4}{4} = 0,1474 \text{ МНм},$$

где $M_{\max,1}$ – максимальный изгибающий момент в передней оси, $\text{МН}\cdot\text{м}$; $F_1=13,4\text{м}=0,134\text{МН}$ – расчетная сила на передней оси; $l=4,4\text{м}$ – пролет передней оси.

Для учета дополнительного роста усилий, вызванного колебаниями при транспортировке, вводится условный динамический коэффициент $k_d=1,2$.

Требуемый момент сопротивления изгибу поперечного сечения с учетом динамики определяется по формуле:

$$W_{mp,1} = \frac{M_{\max,1}}{R} k_d, \quad (3.26)$$

где $W_{mp,1}$ – требуемый момент сопротивления передней оси, см^3 ; $R=240\text{МПа}$ – расчетное сопротивление по пределу текучести для стали С245 [2, стр. 418]; $k_d = 1,2$ – динамический коэффициент, учитывающие колебания конструкции.

По формуле (3.26) имеем:

$$W_{mp,1} = \frac{0,1474}{240} 1,2 = 737 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3 = 737 \text{ см}^3.$$

Для передней оси (Рисунок 2.7, позиция 1) принято составное поперечное сечение, состоящее из центральной трубы $\varnothing 159 \times 25$ и четырех уголков $90 \times 90 \times 9$ (Рисунок 3.19). Выбор именно составного сечения обусловлен необходимостью повышения изгибной жесткости и момента сопротивления без существенного увеличения массы элемента. Обычное трубчатое сечение при требуемой несущей способности привело бы либо к чрезмерному наружному диаметру, либо к увеличению толщины стенки, что нерационально по металлоемкости и ухудшает компоновку узлов шасси. Составное сечение позволяет вынести дополнительный металл от нейтральной оси, тем самым более эффективно увеличивая момент инерции и момент сопротивления при сохранении технологичности изготовления и удобства сопряжения с другими элементами ходовой части.

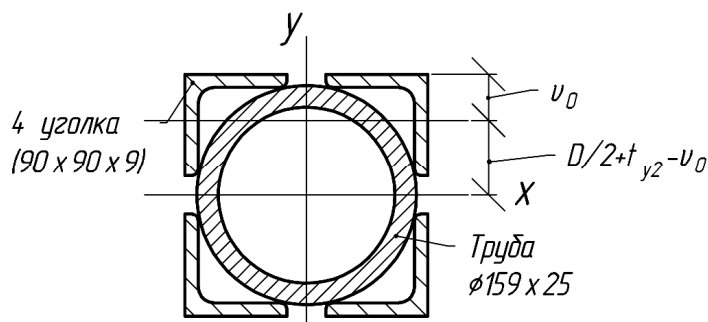


Рисунок 3.19 – Основное поперечное сечение поворотной оси

Момент инерции трубчатой части сечения (Рисунок 3.19) определяется как [111, с. 220]

$$J_{mp} = 0,3926D^3t = 0,3926 \cdot (15,9)^3 \cdot 2,5 = 3945 \text{ см}^4,$$

где J_{mp} – момент инерции трубы, см^4 ; $D = 15,9 \text{ см}$ – наружный диаметр трубы; $t = 2,5 \text{ см}$ – толщина стенки трубы.

Полный момент инерции составного сечения определяется выражением [111, с. 221]

$$J_x = J_{mp} + 4(J_{x0} + a_0^2 A_0),$$

где J_x – момент инерции составного сечения относительно оси изгиба, см^4 ; J_{x0} – собственный момент инерции одного уголка, см^4 ; a_0 – расстояние от центра тяжести уголка до нейтральной оси составного сечения, см ; A_0 – площадь одного уголка, см^2 .

Для уголка 90×90×9 определим его характеристики из сортамента:

$$A_0 = 15,6 \text{ см}^2; \quad J_{x0} = 118 \text{ см}^4; \quad v_0 = 2,55 \text{ см}; \quad t_{yz} = 0,9 \text{ см},$$

где v_0 – расстояние от наружной грани уголка до центра тяжести, см ; t_{yz} – толщина уголка, см .

Подставляя значения, на полный момент инерции составного сечения J_x :

$$a_0 = \frac{D}{2} + t_{yz} - v_0 = \frac{15,9}{2} + 0,9 - 2,55 = 6,3 \text{ см};$$

$$J_x = 3945 + 4(118 + 6,3^2 \cdot 15,6) = 3945 + 2948 = 6894 \text{ см}^4;$$

$$J_x = 6894 \text{ см}^4.$$

Фактический момент сопротивления составного W_x сечения равен:

$$W_{x,1} = \frac{J_x}{a_0 + v_0} = \frac{6894}{6,3 + 2,55} = \frac{6894}{8,85} = 779 \text{ см}^3.$$

Проверка условия прочности составного сечения показывает, что

$$W_{x,1} > W_{mp,1} \text{ или } 779 \text{ см}^3 > 737 \text{ см}^3.$$

Следовательно, принятое составное сечение удовлетворяет требованию по прочности.

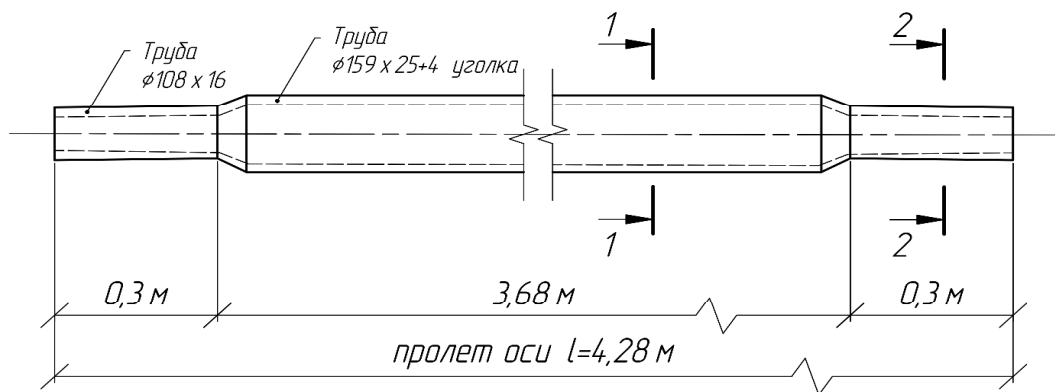
Поперечное сечение передней (поворотной) оси выполняется переменным (Рисунок 2.7, позиции 1, 2). Для концевых участков оси длиной 0,3 м (Рисунок

2.7, позиция 2), где изгибающий момент существенно меньше, поперечное сечение оси может быть уменьшено. Это соответствует реальной эпюре изгибающих моментов и позволяет снизить металлоемкость без ухудшения несущей способности в опасном среднем сечении. По эпюре моментов для участков длиной 0,3м на обоих концах осей допускаемый момент сопротивления на концах принимается из условия:

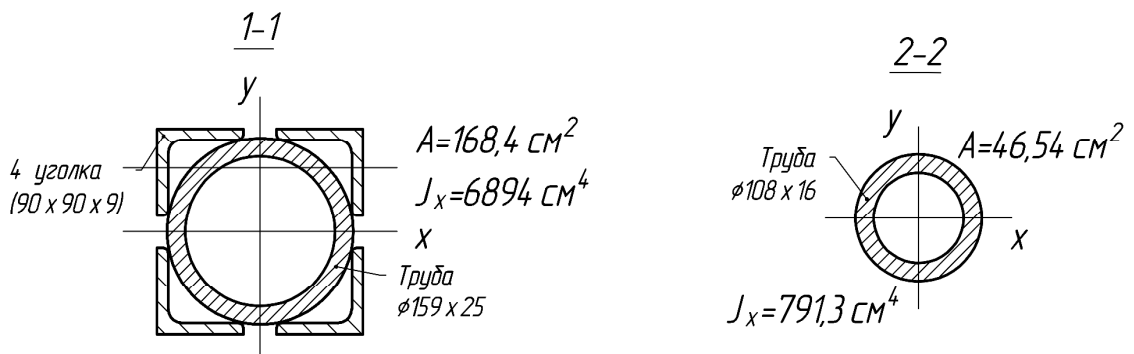
$$W_{x,1}^{don} = \frac{1}{5} W_{x,1}^{mp} = \frac{1}{5} 737 = 147 \text{ см}^3; W_x^{don} = 147 \text{ см}^3,$$

где W_x^{don} – допускаемый момент сопротивления на концевом участке оси, см^3 .

Для этого участка (Рисунок 2.7, позиция 2) принимаем трубу диаметром $\varnothing 108 \times 16$. Схема изменения сечения по длине оси и в поперечнике приведена на рисунке 3.20 [102, с.6].



а) Изменение поперечного сечения передней поворотной оси по её длине



б) Изменение сечения передней поворотной оси в поперечнике

Рисунок 3.20 – Изменение поперечного сечения передней поворотной оси

3.5.3 Расчет неповоротных осей

Средние и задние оси воспринимают основную часть веса конструкции в транспортном положении и работают преимущественно на изгиб (Рисунки 2.3, 2.4 позиция 2). Их расчет выполняется по аналогичной балочной схеме с

сосредоточенной силой F_2 , приложенной в середине пролета (Рисунок 3.18, б). Алгоритм расчета аналогичен неповоротной оси (см. п.3.4.2).

Максимальный изгибающий момент в неповоротной оси определяется по формуле

$$M_{\max,2} = \frac{F_2 l}{4} = \frac{0,105 \cdot 4,4}{4} = 0,1155 \text{ МНм},$$

где $M_{\max,2}$ – максимальный изгибающий момент в неповоротной оси, МН·м; $F_2 = 10,5 \text{ т} = 0,105 \text{ МН}$ – расчетная сила на неповоротной оси; $l = 4,4 \text{ м}$ – пролет неповоротной оси.

Аналогично для неповоротной оси по выражению (3.26) определим требуемый момент сопротивления изгибу поперечного сечения с учетом динамики:

$$W_{mp,2} = \frac{M_{\max,2}}{R} k_d = \frac{0,1155}{240} 1,2 = 578 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3 = 578 \text{ см}^3, \quad (3.27)$$

где $W_{mp,2}$ – требуемый момент сопротивления неповоротной оси, см^3 .

Для неповоротных осей также принимается составное поперечное сечение (Рисунок 2.8, позиция 1), состоящее из трубы $\varnothing 133 \times 25$ и четырех уголков $90 \times 90 \times 8$ обеспечивающее рациональное распределение металла по высоте сечения и повышение изгибной жесткости при ограниченной массе (Рисунок 3.21).

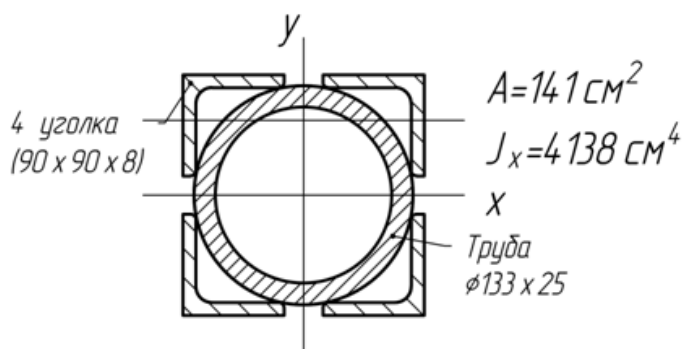


Рисунок 3.21 – Основное поперечное сечение неповоротных осей

Момент инерции трубчатой части сечения (Рисунок 3.21):

$$J_{mp} = 0,3926 D^3 t = 0,3926 \cdot (13,3)^3 \cdot 2,5 = 2309 \text{ см}^4,$$

Для уголка $90 \times 90 \times 8$ определим его характеристики из сортамента [112, с. 320]:

$$A_0 = 13,9 \text{ см}^2; J_{x0} = 118 \text{ см}^4; t_{y2} = 0,8 \text{ см}; v_0 = 2,51 \text{ см};$$

$$a_0 = \frac{D}{2} + t_{y2} - v_0 = \frac{13,3}{2} + 0,8 - 2,51 = 4,94 \text{ см}$$

Полный момент инерции составного сечения:

$$J_x = J_{mp} + 4(J_{x0} + a_0^2 A_0) = 2309 + 4(118 + 4,94^2 \cdot 13,9) = 4138 \text{ см}^4,$$

$$J_x = 4138 \text{ см}^4.$$

Фактический момент сопротивления составного $W_{x,2}$ сечения:

$$W_{x,2} = \frac{J_x}{a_0 + v_0} = \frac{4138}{4,94 + 2,51} = 556 \text{ см}^3.$$

Проверка условия прочности составного сечения показывает, что

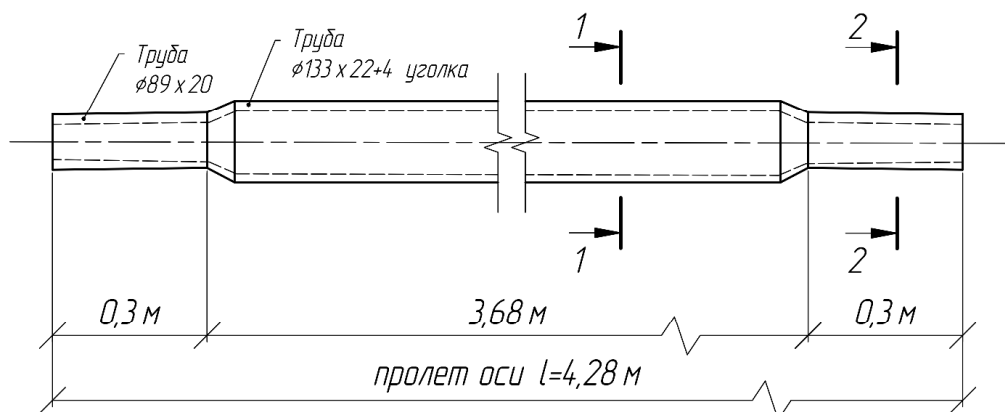
$$(W_{x,2} = 556 \text{ см}^3) \approx (W_{mp,2} = 578 \text{ см}^3).$$

Полученное значение $W_{x,2}$ близко к требуемому и свидетельствует о хорошей степени конструктивной рациональности принятого решения.

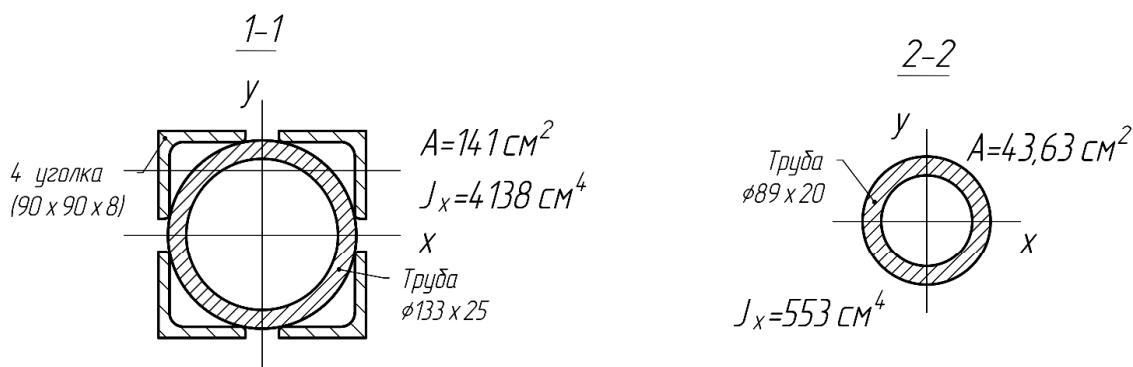
На концевых участках неповоротных осей (Рисунок 2.8, позиция 2) длиной 0,3 м допускается уменьшение сечения в пять раз, поскольку в этих зонах изгибающий момент значительно ниже, чем в середине пролёта. Для таких участков условно принимаем:

$$W_{x,2}^{до} = \frac{1}{5} W_{x,2}^{mp} = \frac{1}{5} 578 = 116 \text{ см}^3.$$

Принимаем для этого участка трубу $\varnothing 89 \times 20$ (Рисунок 3.22) [102, с.6].



а) Изменение поперечного сечения неповоротных осей по их длине



б) Изменение поперечного сечения неповоротных осей в поперечнике

Рисунок 3.22 – Изменение поперечного сечения неповоротных осей

3.5.4 Анализ полученных результатов

Принятая методика расчёта основана на классической схеме расчёта изгибаемого стального элемента по предельному состоянию несущей способности: сначала определяются расчётные нагрузки, затем максимальный изгибающий момент в опасном сечении, после чего подбирается поперечное сечение по требуемому моменту сопротивления. Такой подход соответствует общей нормативной логике проектирования мостовых стальных конструкций, основанной на учёте расчетных воздействий, коэффициентов надёжности и проверке несущей способности элемента.

Вместе с тем рассматриваемая задача имеет принципиальную особенность: в рассматриваемой задаче основным воздействием является не движение транспортной нагрузки по пролетному строению, а собственная масса транспортируемой модульной конструкции, передаваемая на оси шасси во время работы путепровода в транспортном положении. Поэтому используется адаптированная расчетная схема мобильной транспортно-мостовой системы, основанная на тех же принципах, что и расчёт элементов мостовых конструкций.

Выполненный статический расчёт показал, что оси ходовой части модульного путепровода могут быть корректно рассчитаны в рамках однопролётной балочной схемы с приведением распределённой нагрузки к эквивалентной сосредоточенной силе. Это позволило определить расчётные изгибающие моменты и выполнить подбор поперечных сечений по требуемому моменту сопротивления.

Установлено, что наиболее нагруженным элементом является передняя поворотная ось, для которой максимальный изгибающий момент составляет $0,14740 \text{ МН} \cdot \text{м}$, тогда как для неповоротных осей он равен $0,11550 \text{ МН} \cdot \text{м}$. Учет динамического коэффициента $k_d = 1,2$ является обоснованным, поскольку при транспортировании конструкции возникают дополнительные динамические воздействия.

Применение составных поперечных сечений для осей является рациональным конструктивным решением, поскольку обеспечивает

увеличение момента инерции и момента сопротивления без существенного роста массы элемента. Расчёт показал, что фактический момент сопротивления передней оси $W_x=779\text{см}^3$ превышает требуемое значение $W_{mp}=737\text{см}^3$, а конструкция неповоротных осей обеспечивает необходимую несущую способность при рациональном расходе материала.

Таким образом, выполненный расчёт подтверждает прочность и конструктивную обоснованность принятой схемы осей ходовой части модульного путепровода.

Разработанная методика расчета ходовой части защищена свидетельством о государственной регистрации прав на объект авторского права [117] (Приложение В).

4 ОЦЕНКА ПРОЧНОСТИ ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ ПРИ ДЕЙСТВИИ НАГРУЗОК ОТ МОДУЛЬНОГО ПУТЕПРОВОДА

4.1 Взаимодействие опор путепровода с грунтовым основанием и постановка задачи расчета прочности грунтового массива

При переводе модульного мобильного путепровода в эксплуатационное положение нагрузки от собственного веса конструкции и подвижного состава передаются на основание через крайние опоры наклонно-ориентированных модулей. Как показано на эскизной конструктивной схеме путепровода в эксплуатационном положении (Рисунок 4.1), опоры располагаются по краям траншеи и передают усилия на грунтовое основание через стальные опорные пластины (подушки), установленные на поверхности земли на некотором расстоянии от края траншеи. Такая схема опирания приводит к локальному нагружению грунтового массива, в результате чего в основании формируется сложное напряжённо-деформированное состояние.

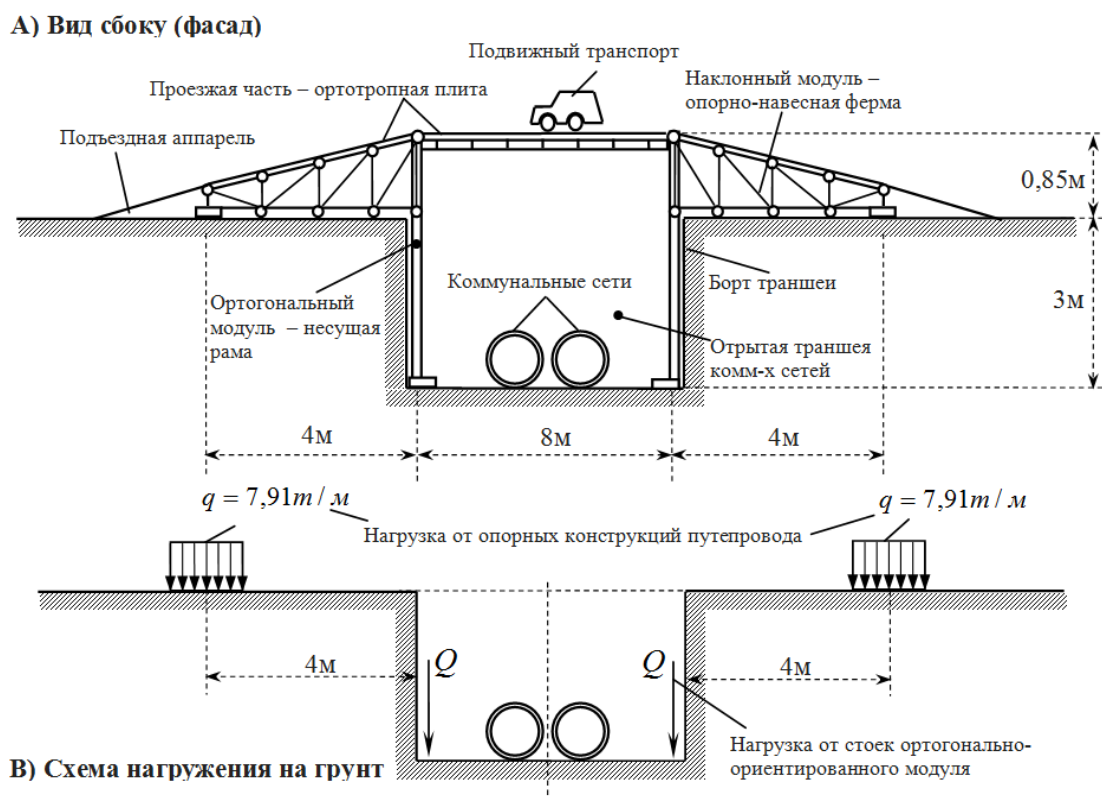


Рисунок 4.1 – Эскизная схема взаимодействия модульного путепровода с грунтовым основанием

В отличие от стационарных мостовых сооружений, где нагрузки передаются на заглублённые фундаменты, в рассматриваемой конструкции давление от опор воспринимается непосредственно естественным грунтовым основанием. Вследствие этого несущая способность грунта в зоне контакта опорной подушки с поверхностью основания становится одним из ключевых факторов работоспособности системы. Под действием контактного давления в

грунтовым массиве возникают нормальные и касательные напряжения, распространяющиеся вглубь и в стороны от нагруженной площадки. Интенсивность их распределения определяется величиной опорной реакции, геометрическими размерами опорной площадки, расстоянием до края траншеи и физико-механическими характеристиками грунта.

Основное воздействие на грунтовое основание формируется вертикальными нагрузками, обусловленными весом конструкции путепровода и временной нагрузкой от транспортных средств. При этом подвижная нагрузка должна рассматриваться с учётом динамической составляющей, возникающей при движении автомобиля по пролетному строению. В расчетах такая особенность учитывается введением динамического коэффициента, отражающего возможное увеличение усилий по сравнению со статическим случаем и учитывающего колебательные эффекты, неравномерность колесных нагрузок и ударные воздействия при въезде и съезде транспортных средств.

Наряду с вертикальными воздействиями в опорных зонах возникают горизонтальные усилия, связанные с силами тяги и торможения транспортных средств. Однако в рассматриваемых условиях эксплуатации их влияние на грунтовое основание является незначительным. Путепровод предназначен для организованного пропуска транспорта через ремонтную траншею при ограниченной скорости движения, которая не превышает 15-20 км/ч. Кроме того, движение осуществляется с интервалом, исключающим одновременное нахождение значительного количества автомобилей на пролете. При таких условиях горизонтальные динамические усилия, передаваемые через конструкцию на опоры и далее на грунт, оказываются существенно меньше вертикальных нагрузок и не определяют несущую способность основания. Следовательно, при постановке задачи расчёта прочности грунтового массива основное внимание должно быть сосредоточено на определении распределения вертикальных напряжений в основании.

С точки зрения механики грунтов взаимодействие опоры путепровода с основанием может быть представлено как задача нагружения поверхности грунтового полупространства локальной нагрузкой, передаваемой через ограниченную опорную площадку. В результате такого нагружения в массиве формируется пространственное поле напряжений, характеризующееся их постепенным рассеиванием по глубине и в горизонтальном направлении. В материалах расчёта прочности грунтового массива данная схема рассматривается как нагружение поверхности основания сосредоточенной либо равномерно распределённой нагрузкой, что позволяет применять классические аналитические решения механики грунтов для определения напряжений в массиве и построения изобар напряжений (рисунок 5.1, рисунок 5.2).

Выбор аналитического метода для решения поставленной задачи является обоснованным как с теоретической, так и с прикладной точки зрения. Согласно сравнительному анализу методов, приведенному ранее в работе (Таблица 1.1), аналитические методы механики грунтов обладают важным преимуществом на стадии первичного инженерного обоснования: они позволяют установить физическую картину распределения напряжений в массиве, проследить влияние

отдельных параметров нагрузки и геометрии опирания, а также получить расчетные зависимости, пригодные для последующей параметрической оценки. В условиях, когда требуется исследовать влияние величины опорного давления, размеров опорной подушки, расстояния до края траншеи и глубины рассматриваемой точки массива, аналитический аппарат является методологически наиболее прозрачным и интерпретируемым. Он позволяет не только вычислить напряжения, но и выявить характер изменения напряженного состояния по мере удаления от зоны приложения нагрузки, что особенно важно при оценке возможности локального продавливания, чрезмерного уплотнения или приближения грунта к предельному состоянию.

Вместе с тем для подтверждения достоверности полученных результатов в диссертационной работе предусматривается их последующая верификация с использованием численного моделирования в программном комплексе ANSYS, где реализуется конечно-элементная модель взаимодействия опоры путепровода с грунтовым основанием.

Таким образом, взаимодействие опор модульного путепровода с грунтовым основанием может быть сведено к задаче определения напряжённого состояния грунтового массива под действием локальной вертикальной нагрузки от опор сооружения с учетом динамической составляющей подвижного транспорта. Горизонтальные усилия от тяги и торможения транспорта при ограниченной скорости движения оказывают второстепенное влияние и в расчётах могут не рассматриваться как определяющие.

Для количественной оценки напряжений в грунтовом основании далее используется аналитический аппарат механики грунтов, основанный на решениях задачи о действии сосредоточенной и равномерно распределённой нагрузки на поверхность упругого полупространства. В последующих подразделах настоящей главы приводится определение напряжений в грунтовом массиве под действием нагрузки от опоры наклонного модуля путепровода, выполняется расчет напряжений в характерных точках основания и анализируется распределение напряжений в зоне контакта сооружения с грунтовым основанием.

4.2 Аналитическое определение напряжений в грунтовом массиве от действия нагрузки опор путепровода

4.2.1 Определение нагрузки на грунтовое основание

Крайние (внешние) опоры наклонно-ориентированных модулей (ферм) (Рисунок 4.1) опираются на грунтовое основание через стальные опорные пластины (подушки), расположенные на поверхности земли на расстоянии 4 м от бровки траншеи, образуемой при ремонте коммунальных сетей.

Вследствие этого грунтовый массив воспринимает локальную нагрузку, близкую по характеру к сосредоточенной. При таком нагружении в основании возникают нормальные напряжения, распределяющиеся в глубину грунтового массива, что требует проверки его прочности при сжатии.

Исследование прочности грунтового массива выполнено на основе положений теории механики грунтов с учётом физико-механических характеристик нагружаемых грунтов.

Давление от двух ферм наклонно-ориентированного модуля на поверхность грунта определяется по реакции в левой опоре А фермы $R_A = 1,256P_{уз}$, где $P_{уз} = 5,25m$ – узловая нагрузка на одиночную плоскую ферму от подвижного транспорта (Приложение А, рисунки А.1, А.6; Рисунок 4.1). Тогда суммарная нормативная нагрузка сооружения от двух ферм составит:

$$P_{coop}^H = 2R_A = 2 \cdot 1,256P = 2,51P = 2,51 \cdot 5,25m = 13,19m.$$

С учетом коэффициента перегрузка расчетное давление определяется выражением

$$P_{coop} = P_{coop}^H \cdot k = 13,19m \cdot 1,2 = 15,83m; \quad P_{coop} = 15,83m,$$

где $k=1,2$ – коэффициент перегрузки.

На опору отдельной фермы величина давления на поверхность грунта равна

$$P = P_{coop} / 2 = 15,83m / 2 = 7,91m.$$

4.2.2 Расчетная схема и напряжения в грунтовом массиве от действия сосредоточенной силы

При нагружении поверхности грунтового массива равномерно распределенной нагрузкой от веса части наклонного модуля (Рисунок 4.1) в его глубине возникает напряжения (Рисунок 4.2). На рисунке 4.2 приняты обозначения: $(a \times b) = (1 \times 1) m$ – размеры опорной подушки в плане; β – биссектриса угла видимости; R – радиус-вектор точки M [118, 119].

Впервые вопросы нагрузки на грунт от опор путепровода были рассмотрены Ганюковым А.А., Кадыровым А.С. и Алиевым С.Б. в работе [119, с.1]. Далее мы будем ссылаться на эту работу.

Заменяем равномерно-распределенную нагрузку g на рисунке 4.2 эквивалентной сосредоточенной силой P :

$$P = g(a \cdot b) = 7,91(1 \cdot 1) = 7,91m.$$

Вертикальные напряжения σ_z вычисляем по формуле [118 с. 120, 119, с.3]:

$$\sigma_z = k \frac{P}{z^2}, \quad (4.1)$$

где k – коэффициент рассеивания напряжений по координате z принимаемый по таблице 4.1 как функция отношения r/z ($k=f(r/z)$); z – глубина рассматриваемой точки. Коэффициент k отражает характер пространственного рассеивания напряжений в грунтовом массиве.

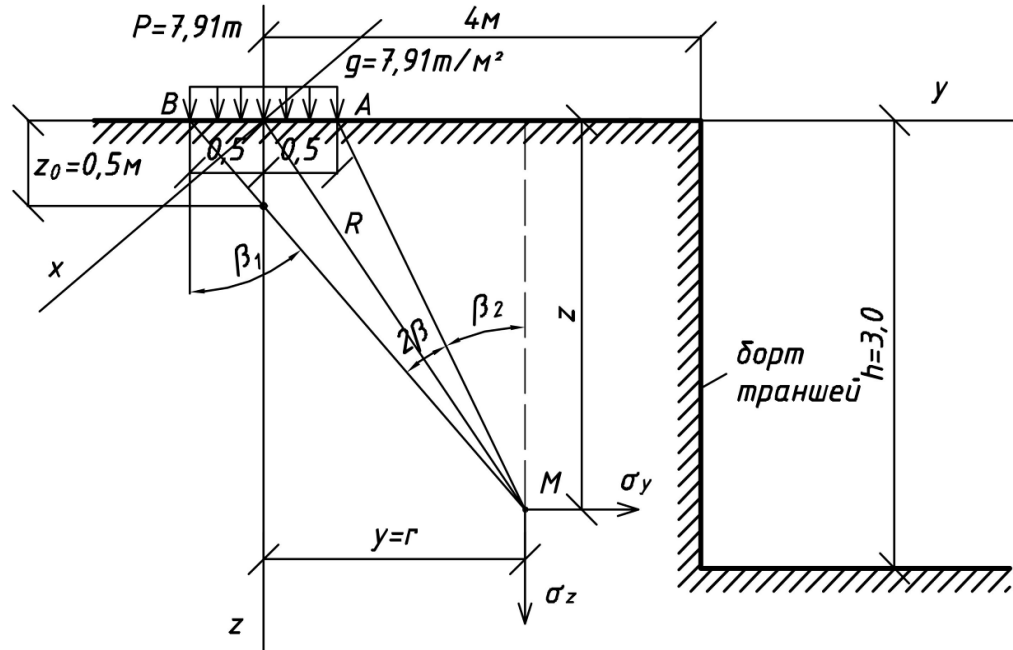


Рисунок 4.2 – Расчётная схема передачи нагрузки от опорной подушки наклонного модуля на грунтовое основание

Из таблицы 4.1 видно, что с ростом отношения r/z коэффициент k закономерно уменьшается. Это отражает пространственное рассеивание (затухания) вертикальных напряжений в грунтовом массиве по мере удаления от точки приложения нагрузки.

Таблица 4.1 – Значения коэффициента k при различных отношениях r/z

r/z	k	r/z	k	r/z	k	r/z	k	r/z	k	r/z	k
0,00	0,4775	0,50	0,2733	1,0	0,0844	1,50	0,0251	2,0	0,0085	2,50	0,0034
0,06	0,4732	0,56	0,2414	1,06	0,0721	1,56	0,0219	2,06	0,0076	2,56	0,0031
0,12	0,4607	0,62	0,2117	1,12	0,0626	1,62	0,0191	2,12	0,0068	2,62	0,0028
0,18	0,4409	0,68	0,1846	1,18	0,0539	1,68	0,0167	2,18	0,0060	2,68	0,0025
0,24	0,4151	0,74	0,1603	1,24	0,0466	1,74	0,0147	2,24	0,0054	2,74	0,0023
0,30	0,3849	0,80	0,1386	1,30	0,0402	1,80	0,0129	2,30	0,0048	2,80	0,0021
0,36	0,3521	0,86	0,1196	1,36	0,0348	1,86	0,0114	2,36	0,0043	2,99	0,0015
0,42	0,3181	0,92	0,1031	1,42	0,0302	1,92	0,0101	2,42	0,0039	3,81	0,0009
0,48	0,2843	0,98	0,0887	1,48	0,0263	1,98	0,0089	2,48	0,0035	4,13	0,0003

Результаты вычисления σ_z по формуле (4.1) сведены в таблицу 4.2. Из таблицы 4.2 следует, что наибольшее вертикальное напряжение возникает

непосредственно под точкой приложения нагрузки и при $r=0$, $z=0,5\text{м}$ составляет $\sigma_z=15,1116\text{т/м}^2$. По мере увеличения глубины и удаления от оси нагрузки напряжения быстро снижаются, что подтверждает локальный характер работы основания.

Таблица 4.2 – Значения вертикальных напряжений σ_z для расчетной схемы на рисунке 4.2

$r, \text{м}$	0,0м				0,5м				1,1м				1,5м				2,0м				2,5м				
$z, \text{м}$	0,5	1,0	2,08	2,78	0,5	1,0	2,08	2,78	0,5	1,0	2,08	2,78	0,5	1,0	2,08	2,78	0,5	1,0	2,08	2,78	0,5	1,0	2,08	2,78	
k	0,4775				0,0814	0,2773	0,4151	0,4409	0,0085	0,0844	0,2843	0,3521	0,0015	0,0251	0,1703	0,255	0,00045	0,0085	0,0910	0,1703	0,0	0,0	0,034	0,050	0,086
$\sigma_z, \text{т/м}^2$	15,1116	3,7773	0,8734	0,4888	2,6708	2,1937	0,7500	0,4513	0,2690	0,6677	0,5146	0,3328	0,0480	0,1986	0,3114	0,2610	0,0142	0,0672	0,1664	0,1744	0,0	0,0269	0,0914	0,0892	

Напряжения σ_z при действии сосредоточенной силы также можно вычислять по аналитическому решению Буссинеска [118, с. 137, 119, с.3]:

$$\sigma_z = \frac{3}{2} P \frac{z^3}{\pi \cdot R^5}, \quad (4.2)$$

где $R = \sqrt{r^2 + z^2}$ – расстояние от точки приложения силы до рассматриваемой точки массива M (радиус-вектор).

По формуле (4.2), при $P=7,91\text{т}$; $z=0,5\text{м}$; $y_0=0$; $R=z_0=0,5\text{м}$ получим:

$$\sigma_z = \frac{3}{2} 7,91 \frac{1}{\pi \cdot z^2} = \frac{3}{2} 7,91 \frac{1}{3,14 \cdot 0,5^2} = 15,1146\text{т/м}^2.$$

Полученное значение $\sigma_z=15,1146 \text{ т/м}^2$ практически совпадает с данными таблицы 5.2 для первой расчётной точки (1-й столбец). Это подтверждает корректность принятых вычислений и согласованность результатов, полученных по двум аналитическим подходам.

Для построения изобар вертикальных напряжений σ_z используем соотношения:

$$z = \sqrt{\frac{0,478 \cdot P}{\sigma_z}}; \quad (4.3)$$

$$k = \frac{\sigma_z \cdot z^2}{P}. \quad (4.4)$$

Ординаты (r, z) для построения изобар приведены в таблице 4.3 [119, с.4]. На рисунке 4.3 представлена изобара напряжений при действии сосредоточенной силы P («луковица напряжений») для значений $\sigma_z=1, 2, 3, 5, 10 \text{ м/м}^2$.

Таблица 4.3 – Ординаты точек для построения изобар вертикальных напряжений σ_z

Ординаты	$\sigma_z = 1,0 \text{ м/м}^2 (0,0667)$				$\sigma_z = 2 \text{ м/м}^2 (0,1333)$			
	$z, \text{ м}$	0,5	1,0	2,0	2,67	0,5	1,0	1,5
k	0,0167	0,0667	0,267	0,478	0,033	0,1333	0,300	0,478
r/z	1,68	1,09	0,53	0,0	1,37	0,81	0,43	0,0
$R, \text{ м}$	0,84	1,09	1,06	0,0	0,685	0,81	0,645	0,0
	$\sigma_z = 3 \text{ м/м}^2 (0,2)$				$\sigma_z = 5 \text{ м/м}^2 (0,3333)$			
$z, \text{ м}$	0,5	0,75	1,0	1,545	0,5	0,75	1,0	1,2
k	0,05	0,1125	0,2	0,478	0,083	0,250	0,333	0,478
r/z	1,20	0,9	0,64	0,0	1,03	0,54	0,4	0,0
$r, \text{ м}$	0,6	0,675	0,64	0,0	0,516	0,405	0,4	0,0

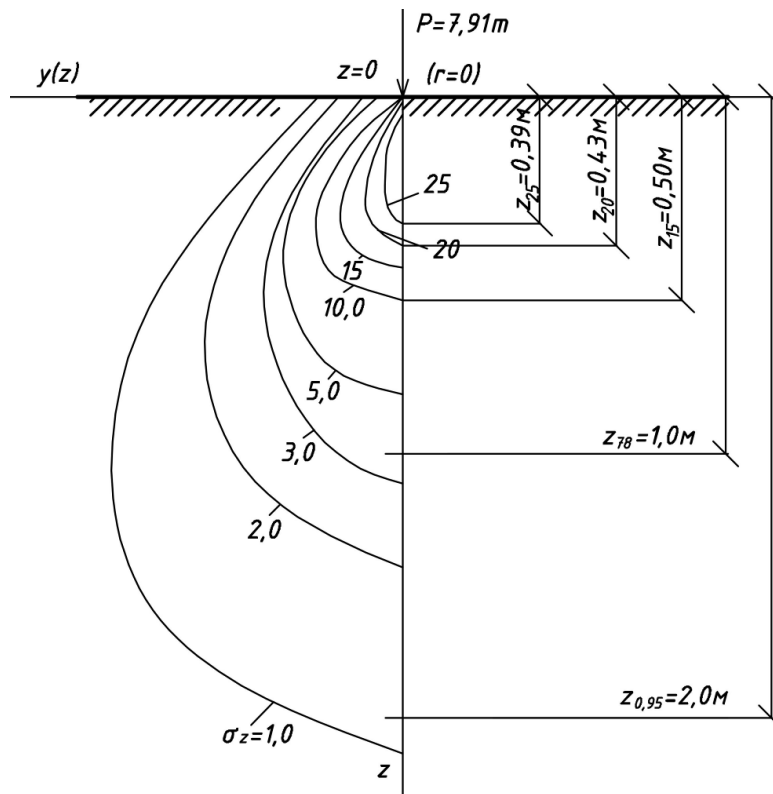


Рисунок 4.3 – Изобары вертикальных напряжений в грунтовом массиве от действия сосредоточенной силы

Анализ рисунка 4.3 показывает, что наибольшие напряжения сосредоточены в верхней зоне массива под опорной подушкой. С уменьшением уровня напряжений область их распространения расширяется в стороны и в глубину. Иначе говоря, высокие напряжения локализованы вблизи поверхности, а более низкие охватывают значительно больший объём грунта.

4.2.3 Напряжения от действия равномерно распределённой нагрузки

Поскольку нагрузка от опорной подушки передаётся на грунтовое основание через конечную площадь контакта, напряжённое состояние основания более корректно описывается схемой равномерно распределённой нагрузки. Такая постановка задачи позволяет более полно учитывать характер передачи давления от опорной пластины к грунтовому массиву и определить распределение напряжений как по глубине основания, так и в поперечном направлении. Рассмотрение данной схемы является необходимым этапом уточнения напряжённого состояния грунта, поскольку в реальных условиях давление от конструкции путепровода воспринимается грунтом не в одной точке, а по всей площади опорной поверхности. В этом случае, для опорной подушки размеров $(a \times b) = (1 \times 1) \text{ м}$ равномерно распределённая погонная нагрузки определится соответственно $P = 7,91 \text{ т/м}$ (Рисунок 4.4) [119, с.3].

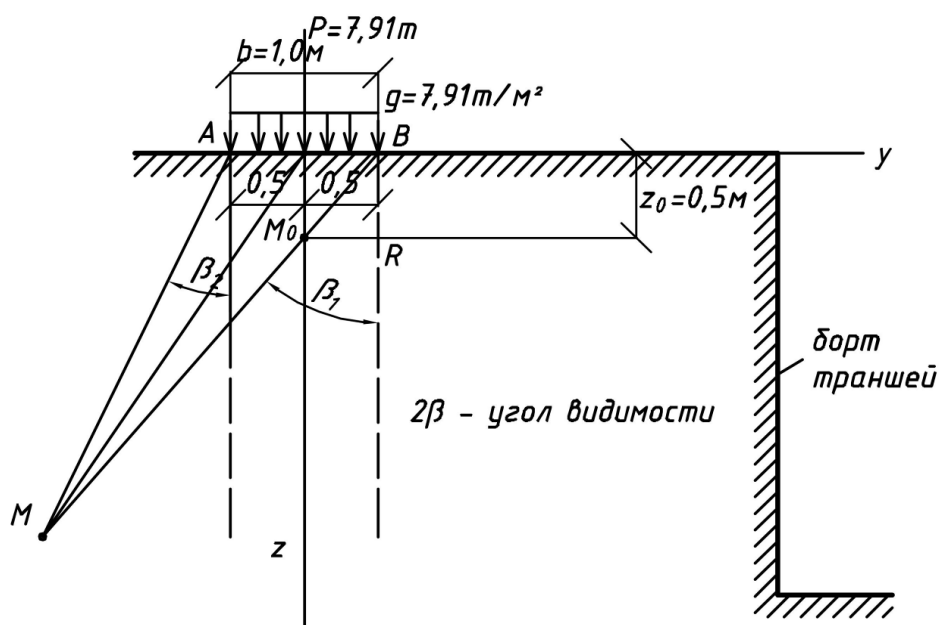


Рисунок 4.4 – Расчётная схема действия равномерно распределённой нагрузки на поверхность грунтового основания

При действии равномерно распределённой нагрузки вертикальное напряжение σ_z определяется по формуле [118 с. 134; 119, с.4]:

$$\sigma_z = k_1 \frac{P}{z}, \quad (4.5)$$

где k_1 принимается по таблице 4.4 как функция отношения y/z .

Таблица 4.4 – Значения коэффициента k_I в зависимости от отношения y/z

y/z	k_I	y/z	k_I	y/z	k_I
0,0	0,638	0,9	0,191	1,8	0,036
0,1	0,630	1,0	0,151	1,9	0,031
0,2	0,590	1,1	0,129	2,0	0,027
0,3	0,532	1,2	0,105	2,5	0,011
0,4	0,470	1,3	0,088	3,0	0,006
0,5	0,402	1,4	0,069	4,0	0,002
0,6	0,340	1,5	0,060	5,0	0,001
0,7	0,285	1,6	0,050	-	-
0,8	0,236	1,7	0,042	-	-

Из таблицы 4.4 видно, что с увеличением y/z коэффициент k_I быстро уменьшается, а вместе с ним уменьшается и уровень вертикальных напряжений. Это соответствует физической картине затухания воздействия полосовой нагрузки по мере удаления от нагруженной зоны.

По формуле 4.5 и таблице 4.4 для точки M_0 (Рисунок 4.4) при $y_0=0$; $z_0=0,5$ м, $k_I=0,638$ получим [118, с.220; 119, с.197]:

$$\sigma_z(M_0) = 0,638 \frac{7,91}{0,5} = 10,0944 \text{ м / м}^2. \quad (4.6)$$

Составляющие напряжений при действии равномерно-распределенной нагрузки P можно вычислять также по формулам:

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi} \left[\beta_1 + \frac{1}{2} \sin(2\beta_1) - (\pm \beta_1) - \frac{1}{2} \sin(\pm 2\beta_2) \right]; \quad (4.7)$$

$$\sigma_y = \frac{P}{\pi} \left[\beta_1 + \frac{1}{2} \sin(2\beta_1) - (\pm \beta_1) + \frac{1}{2} \sin(\pm 2\beta_2) \right]; \quad (4.8)$$

$$\tau_{yz} = \frac{P}{2\pi} [\cos(2\beta_2) - \cos(2\beta_1)]. \quad (4.9)$$

В формулах 4.7–4.9 знак «-» принимается для точек M , лежащих вне нагруженной полосы нагрузки P , а знак «+» – для точек M , лежащих в пределах нагруженной полосы.

По формуле (4.7) и рисунку 4.4, при $z_0=0,5$ м; $y_0=0$; $\beta_1 = \beta_2 = 45^\circ$, получим:

$$\sigma_z(M_0) = \frac{7,91}{3,14} (0,7854 + 0,5 \cdot 1 + 0,7854 + 0,5 \cdot 1) = 6,4659 \text{ м / м}^2. \quad (4.10)$$

В таблице 4.5 приведены безразмерные величины напряжений (σ_z , σ_y , τ_{zy}) от полосовой нагрузки P (м/м), выраженные долей от интенсивности равномерно распределенной нагрузки P .

Таблица 4.5 – Безразмерные значения напряжений σ_z , σ_y , τ_{zy} от полосовой нагрузки P

z/b	$y/b=0,00$			$y/b=0,25$			$y/b=0,5z$		
z/b	σ_z	σ_y	τ_{zy}	σ_z	σ_y	τ_{zy}	σ_z	σ_y	τ_{zy}
0,0	1,00	1,0	1	1,0	1,0	1,0	0,5	0,5	0,32
0,25	0,95	0,45	0	0,90	0,39	0,18	0,5	0,35	0,30
0,5	0,82	0,18	0	0,74	0,19	0,16	0,48	0,23	0,26
0,75	0,67	0,04	0	0,61	0,10	0,13	0,45	0,14	0,20
1,0	0,55	0,02	0	0,51	0,05	0,10	0,09	0,16	0,19
1,25	0,46	0,01	0	0,44	0,03	0,07	0,37	0,06	0,12
1,5	0,40	-	-	0,38	0,02	0,06	0,33	0,04	0,10
1,75	0,35	-	-	0,34	0,01	0,04	0,30	0,03	0,08
2,0	0,31	-	-	0,31	-	0,03	0,28	0,02	0,06
3,0	0,21	-	-	0,21	-	0,02	0,20	0,01	0,03
4,0	0,16	-	-	0,16	-	0,01	0,15	-	0,02
5,0	0,13	-	-	0,13	-	-	0,12	-	-
6,0	0,11	-	-	0,10	-	-	0,10	-	-
Продолжение таблицы									
z/b	$y/b=1,0$			$y/b=1,5$			$y/b=2,0$		
z/b	σ_z	σ_y	τ_{zy}	σ_z	σ_y	τ_{zy}	σ_z	σ_y	τ_{zy}
0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,25	0,02	0,17	0,05	0	0,07	0,01	0	0,04	0
0,5	0,21	0,13	0,02	0,02	0,12	0,04	0	0,07	0,02
0,75	0,22	0,16	0,04	0,04	0,14	0,07	0,02	0,10	0,04
1,0	0,15	0,16	0,07	0,07	0,14	0,10	0,03	0,13	0,05
1,25	0,11	0,14	0,10	0,10	0,12	0,10	0,04	0,11	0,07
1,5	0,08	0,13	0,11	0,11	0,10	0,10	0,06	0,10	0,07
1,75	0,10	0,06	0,11	0,11	0,09	0,10	0,07	0,09	0,08
2,0	0,20	0,05	0,10	0,10	0,07	0,10	0,08	0,08	0,08
3,0	0,17	0,02	0,06	0,06	0,03	0,07	0,10	0,04	0,07
4,0	0,14	0,01	0,03	0,03	0,02	0,05	0,10	0,03	0,05
5,0	0,12	-	-	-	-	-	0,09	-	-
6,0	0,10	-	-	-	-	-	-	-	-

По данным таблицы 4.5 для точки M_0 при $y_0=0$; $z_0=0,5$ м, определим вертикальные, горизонтальные и касательные напряжения:

$$\sigma_z(M_0) = 0,82 \cdot P = 0,82 \cdot 7,91 = 6,4862 \text{ м} / \text{м}^2; \quad (4.11)$$

$$\sigma_y(M_0) = 0,18 \cdot P = 0,18 \cdot 7,91 = 1,424 \text{ м} / \text{м}^2; \quad (4.12)$$

$$\tau_{zy}(M_0) = 0 \text{ м} / \text{м}^2. \quad (4.13)$$

Сравнение результатов (4.10) и (4.11) показывает их практически полное совпадение.

Таблица 4.5 показывает, что доминирующей составляющей напряжённого состояния является вертикальное напряжение σ_z . Нормальные напряжения σ_y меньше, а касательные напряжения τ_{zy} в большинстве расчётных точек ещё

меньше либо обращаются в нуль. Это означает, что определяющее влияние на прочность основания оказывает вертикальное сжатие грунта.

По данным таблицы 4.5 построены изобары напряжений σ_z от действия равномерно распределённой нагрузки (Рисунок 4.5). Анализ изобар вертикальных напряжений σ_z , представленных на рисунке 4.5, показывает, что наибольшие значения напряжений наблюдаются в зоне непосредственно под загруженной полосой шириной $b=1,0$ м. В верхней части массива изобары расположены наиболее плотно, что указывает на концентрацию напряжений в приповерхностном слое грунта. Максимальные значения составляют около $\sigma_z \approx 7,5P$, после чего по мере увеличения глубины происходит постепенное уменьшение напряжений.

С увеличением глубины изобары расширяются в стороны, отражая процесс пространственного рассеивания напряжений в грунтовом массиве. На глубинах порядка $z \approx 1-2$ м величина напряжений заметно уменьшается, а на больших глубинах их значения существенно снижаются, что свидетельствует о постепенном ослаблении влияния нагрузки.

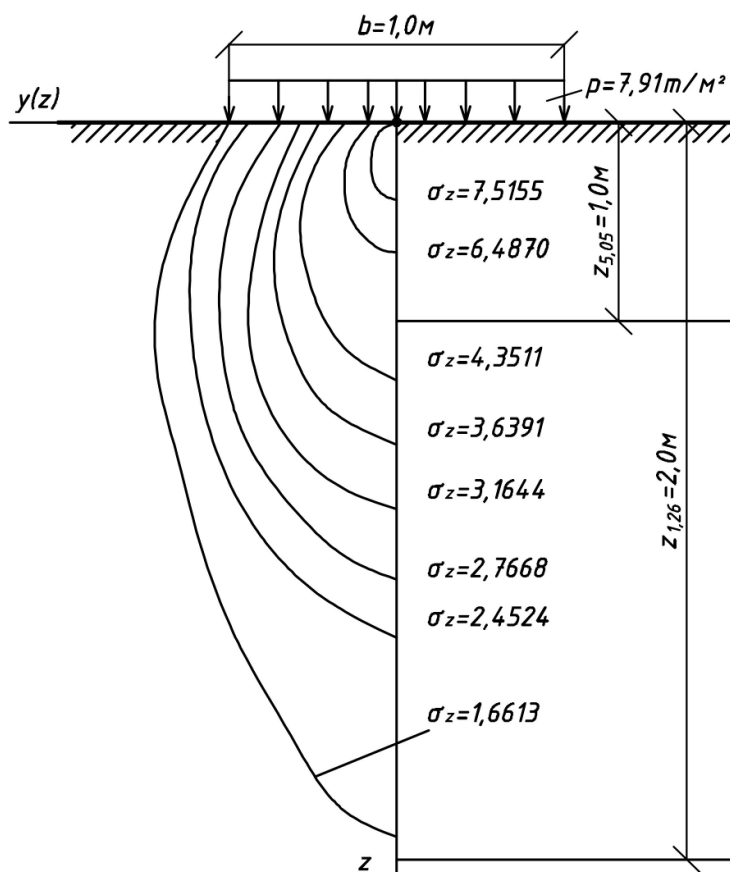


Рисунок 4.5 – Изобары вертикальных напряжений σ_z от действия равномерно распределённой нагрузки в долях от P

Форма изобар показывает, что зона наибольших напряжений сосредоточена непосредственно под загруженной полосой, тогда как по мере удаления от неё напряжения уменьшаются как по глубине, так и в горизонтальном направлении. Это указывает на локальный характер

распределения напряжений в основании под действием приложенной нагрузки от опоры путепровода.

4.2.4 Главные напряжения и проверка прочности грунтового массива
 Главные напряжения определяются по формулам [120]:

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= -\frac{P}{\pi}(2\beta + \sin(2\beta)); \\ \sigma_2 &= -\frac{P}{\pi}(2\beta - \sin(2\beta)).\end{aligned}\tag{4.14}$$

По формулам (4.14) при $\beta=45^0$, для $y_0=0$; $z_0=0,5\text{м}$ вычислим главные напряжения:

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= -\frac{7,91}{3,14}(2 \cdot 45 + \sin 90^0) = -4,777(1,5708 + 1) = -6,4770; \\ \sigma_2 &= -\frac{7,91}{3,14}(2 \cdot 45 - \sin 90^0) = -1,4382.\end{aligned}$$

Таким образом, главные напряжения принимают значения:

$$\left. \begin{aligned}\sigma_1 &= -6,4770\text{м} / \text{м}^2 = \sigma_{\max} \\ \sigma_2 &= -1,4382\text{м} / \text{м}^2 = \sigma_{\min}\end{aligned}\right\}.\tag{4.15}$$

Главные напряжения можно определить так же по известным преобразованным формулам сопротивления материалов, которые соответствуют энергетической теории прочности Мизеса и используется для определения эквивалентных напряжений при плоском напряжённом состоянии или плоской деформации, как в нашем случае [119, с.4; 120, с. 296]:

$$\sigma_{\max, \min} = 0,5(\sigma_z + \sigma_y) \pm 0,5\sqrt{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 3\tau_{zy}^2}.\tag{4.16}$$

По формуле (4.16) с учетом выражений (4.11), (4.12) и (4.13) получим:

$$\begin{aligned}\sigma_{\max, \min} &= 0,5(6,4862 + 1,424) \pm 0,5\sqrt{(6,4862 - 1,424)^2 + 3 \cdot 0} = 3,9551 \pm 2,5311; \\ \left. \begin{aligned}\sigma_{\max} &= 3,9551 + 2,5311 = 6,4862\text{м} / \text{м}^2 \\ \sigma_{\min} &= 3,9551 - 2,5311 = 1,424\text{м} / \text{м}^2\end{aligned}\right\}.\end{aligned}\tag{4.17}$$

Значения, полученные в выражениях (4.15) и (4.17) практически совпадают, что показывает корректность полученных результатов.

После определения всех компонент тензора напряжения ($\sigma_z, \sigma_y, \tau_{zy}$) в грунтовом массиве, необходимо оценить прочность основания при совместном действии этих напряжений. Поскольку в грунте возникает сложное напряжённое состояние, характеризующееся наличием нормальных и касательных компонент напряжений, проверка должна выполняться по приведённому (эквивалентному) напряжению, которое учитывает их совместное влияние. Такой подход позволяет перейти от пространственного напряжённого состояния к единому расчётному показателю, характеризующему интенсивность напряжений в рассматриваемой точке грунтового массива.

В механике грунтов для этой цели используется условие прочности по приведённому напряжению, получаемому на основе энергетической теории прочности. Согласно этому условию эквивалентное напряжение σ_{red} в грунтовом массиве не должно превышать допускаемое сопротивление грунта с учётом коэффициентов условий работы и динамического воздействия.

В общем виде проверка прочности грунтового массива записывается следующим образом [119 с.5]:

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_z^2 + \sigma_y^2 - \sigma_z \cdot \sigma_y + 3\tau_{zy}^2} \leq \frac{R \cdot \gamma}{k_d}, \quad (4.18)$$

где R – расчетное сопротивление на грунт; $\gamma=0,9$ – коэффициент условия работы; $k_d=1,3$ – динамический коэффициент.

По левой части (4.18) вычислим приведенное напряжение [119 с.5]:

$$\sigma_{red} = \sqrt{(6,4862)^2 + (1,424)^2 - 6,4862 \cdot 1,424 + 3 \cdot 0} = 5,9044, \\ \sigma_{red} = 5,9044 \text{ м / м}^2. \quad (4.19)$$

Для практического использования по данным таблицы 4.5 определяются размерные напряжения от действия полосовой нагрузки, приведённые ниже в таблице 4.6.

Таблица 4.6 – Размерные значения напряжений $\sigma_z, \sigma_y, \tau_{zy}$ при действии равномерно распределённой нагрузки P

y/b \ z/b	0,00			0,5			1,0		
	σ_z	σ_y	τ_{zy}	σ_z	σ_y	τ_{zy}	σ_z	σ_y	τ_{zy}
0,0	15	15	0,0	7,5	7,5	4,8	0,00	0,0	0,0
0,25	14,25	6,75	0	7,5	5,25	4,5	0,3	2,55	0,75
0,5	12,3	2,7	0	7,2	3,45	3,9	3,15	1,95	0,3
0,75	10,05	0,6	0	6,75	2,1	3,0	3,3	2,4	0,6

1,0	8,25	0,3	0	5,85	1,2	2,85	2,25	2,4	1,05
1,25	6,9	0,15	0	5,55	0,9	1,8	1,65	2,1	1,5
1,5	6,0	-	-	4,95	0,6	1,50	1,20	1,95	1,65
1,75	5,25	-	-	4,5	0,45	1,20	3,15	0,9	1,65
2,00	4,65	-	-	4,2	0,3	0,90	3,0	0,75	1,5
3,00	3,15	-	-	3,0	0,15	0,45	2,55	0,3	0,9

Таблица 4.6 показывает уже не относительные, а действительные значения напряжений. Из неё видно, что максимальные значения σ_z наблюдаются у поверхности под загруженной полосой; при этом по глубине и в поперечном направлении они постепенно затухают. Напряжения σ_y и τ_{zy} также убывают, но их абсолютные величины в целом ниже, чем у σ_z .

Для оценки прочности грунтового массива по выражению (4.18) вычислим нормативное давление на грунт R^H . Нормативное давление на грунт по решению профессора Н. П. Пузыревского определяется выражением [119, с.4; 121]:

$$R^H = (A \cdot b + B \cdot h) \gamma_{об} + D \cdot C^H, \quad (4.20)$$

где $b = 1,0\text{ м}$ – меньшая сторона опорной подушки (Рисунок 4.4); $h=0,0$ – глубина залегания подошвы опорной подушки фундамента; $C^H = 2,1\text{ м/м}^2$ – нормативное удельное сцепление суглинков, характерных для карагандинского региона (Приложение Г, принято по таблице Г.1); $\gamma_{об} = 1,8\text{ т/м}^3$ – объемная масса грунта; А, В, D – коэффициенты принимаемые по таблице Г.1 (Приложение Г). Для угла внутреннего трения суглинков $\varphi=15^0$ по таблице Г.1 путем интерполирования принимаются $A=0,325$; $B=2,30$; $D=4,845$.

По формуле (4.20 получим):

$$R^H = (0,325 \cdot 1,0 + 2,3 \cdot 0) \cdot 1,8 + 4,825 \cdot 2,1 = 10,7175; \quad R^H = 10,7175\text{ т/м}^2.$$

Проверка условия прочности по формуле (4.18) по нормативному давлению с учетом (4.19) даёт

$$(\sigma_{red} = 5,9044) < (10,7195 \cdot 0,9/1,3 = 7,4215).$$

Таким образом, получаем, что $5,9044 < 7,4215$, следовательно, прочность грунта по нормативному давлению обеспечена.

Определим расчетное сопротивление

$$R = R^H \cdot k = 10,717 \cdot 1,2 = 12,861, \quad R = 12,861\text{ т/м}^2,$$

где $k = 1,2$ – коэффициент перегрузки.

По формуле (4.18) проверим условие прочности по расчетному давлению (с учетом 4.15):

$$5,9044 < \frac{12,861 \cdot 0,9}{1,3}; 5,9044 < 8,9038.$$

Откуда видно, что условие прочности грунтового массива по расчетному давлению выполняется с большим запасом. По данным таблицы 4.6 построим эпюры σ_z , σ_y , τ_{yz} , которые приведены ниже на рисунках 4.6–4.8.

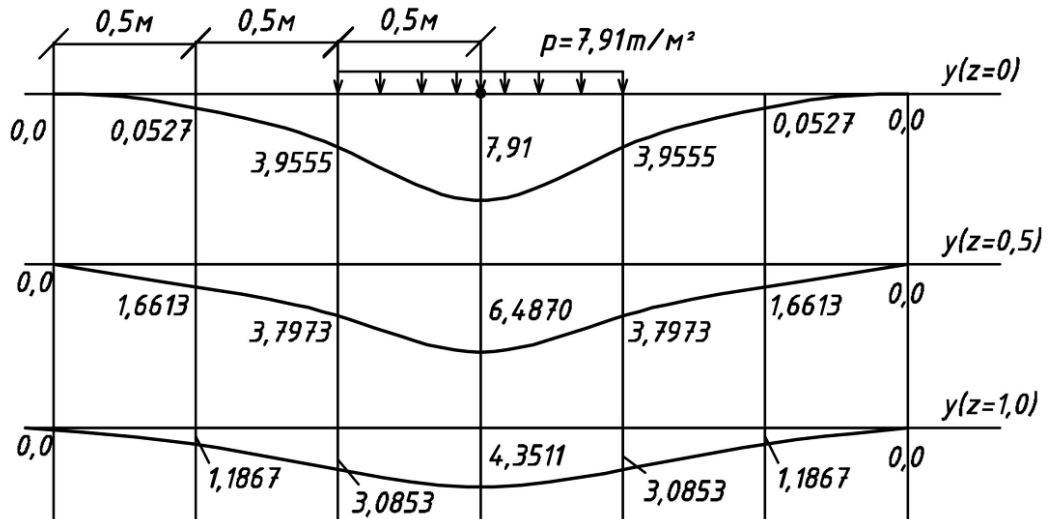


Рисунок 4.6 – Эпюры вертикальных напряжений σ_z , m/m^2 , при $z=0m$; $0,5m$; $1,0m$

Анализ рисунка 4.6 показывает, что вертикальные напряжения σ_z являются основными и определяющими для оценки прочности основания. Их максимумы приурочены к поверхности грунта и области непосредственно под опорной площадкой.

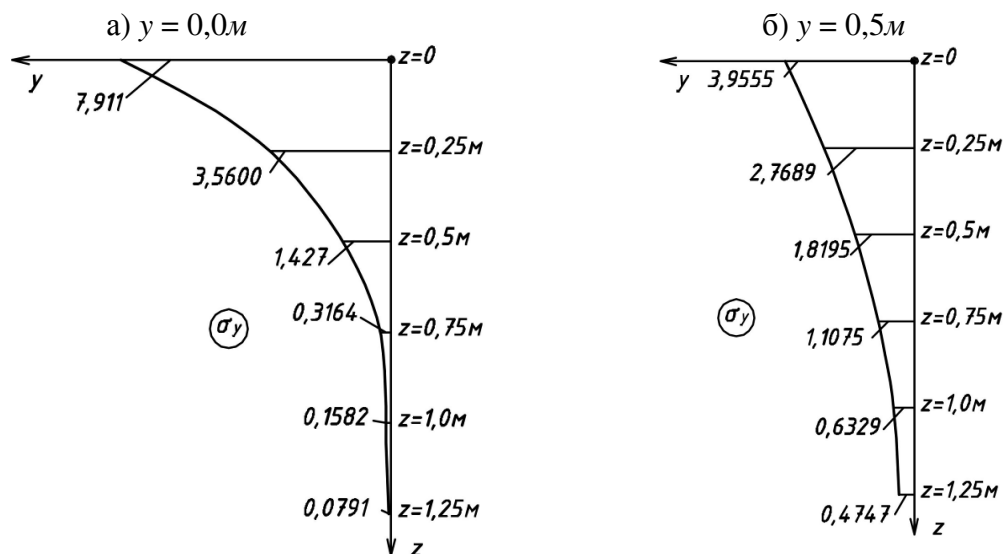


Рисунок 4.7 – Эпюры горизонтальных напряжений σ_y , m/m^2 , при $z=0m$; $0,25m$; $0,5m$; $0,75m$; $1,0m$; $1,25m$

По рисунку 4.7 видно, что σ_y заметно меньше σ_z , а по рисунку 4.8 следует, что касательные напряжения τ_{yz} ещё менее значимы и достигают максимальных значений вне центра нагружения. Это означает, что для рассматриваемой схемы опирания решающим фактором является именно вертикальное сжатие грунта.

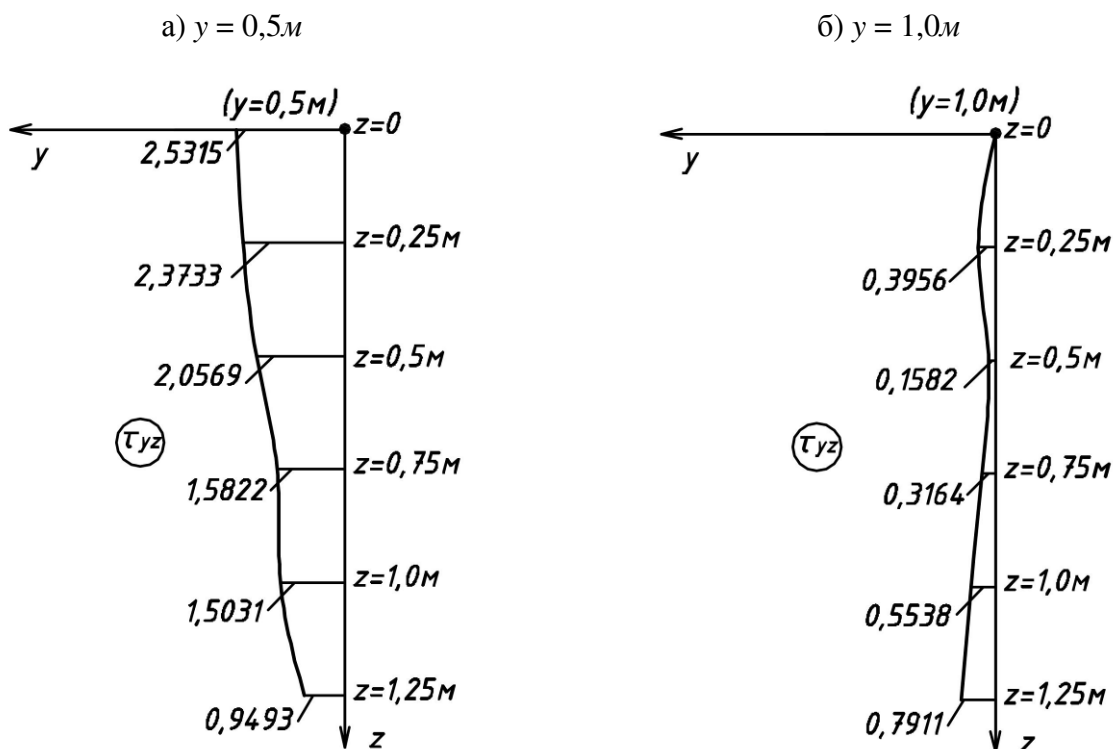


Рисунок 4.8 – Эпюры касательных напряжений τ_{yz} , m/m^2 , при $z=0m$; $0,25m$; $0,5m$; $0,75m$; $1,0m$; $1,25m$

4.2.5 Проверка условия предельного равновесия для связных грунтов

После определения напряжений в грунтовом массиве под действием нагрузки опор путепровода необходимо проверить возможность возникновения предельного состояния грунта. Для связных грунтов условие прочности определяется с учётом их сопротивления сдвигу, которое описывается зависимостью Кулона–Мора $\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + C$, где φ – угол внутреннего трения, а C – удельное сцепление грунта.

Проверка выполняется по условию предельного равновесия, которое связывает главные напряжения, возникающие в грунтовом массиве, с его прочностными характеристиками. Это условие позволяет определить, достигает ли напряжённое состояние грунта предельного значения или остаётся в пределах допустимой области.

Условие предельного равновесия связного грунта выполняется по следующему выражению (при $\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + C$) [118, с.302]:

$$\frac{1}{\cos \varphi} \cdot \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} - \operatorname{tg} \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) \leq C. \quad (4.21)$$

По формуле (4.21) с учетом значений (4.15), для суглинков при $\varphi = 15^0$, $C = 2,1 \text{ т/м}^2$, получим:

$$\frac{1}{\cos 15^0} \cdot \left(\frac{-6,477 + 1,4382}{2} \right) - \text{tg} \left(\frac{-6,477 - 1,4882}{2} \right) \leq 2,1,$$

или

$$\frac{1}{0,9659} \cdot (-2,1594) + \text{tg}(3,3826) = -2,6083 + 1,3107 = -1,2976.$$

Таким образом, получаем, что $1,2976 \leq C = 2,1$.

Следовательно, условие предельного состояния выполняется. Это означает, что при принятых параметрах и нагрузке от опоры путепровода, грунтовое основание не достигает предельного состояния по сдвигу и сохраняет устойчивость.

4.3 Местная устойчивость грунтового массива

Согласно положениям теории механики грунтов, в линейно-деформируемом массиве формируются две системы линий скольжения. Они ориентированы под углом $(45^0 \pm \varphi/2)$ к направлению главного напряжения σ_1 , где φ – угол внутреннего трения [119, с.5].

Особое значение имеет критическая нагрузка, превышение которой инициирует сдвиговые процессы по всей поверхности основания фундамента, что приводит к потере устойчивости и выпиранию грунта. Для оценки предельных давлений σ_m целесообразно использовать нормативные таблицы Н.Н. Соколовского (Таблица 4.7) [119 с.5-6; 121, с.214].

Таблица 4.7 – Относительные (безразмерные) значения σ_m (к формуле 4.22)

$\begin{matrix} y \\ \varphi, \text{град} \end{matrix}$	0,0	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
5	6,5	6,7	7,0	7,2	7,4	7,6	7,8	8,0	8,2
10	8,3	9,0	9,6	10,2	10,8	11,3	11,8	12,3	12,8
15	11,0	12,5	13,8	15,1	16,2	17,3	18,4	19,4	20,5
20	14,8	17,9	20,6	23,1	25,4	27,7	29,8	31,9	34,0
25	20,7	27,0	32,3	37,3	41,9	46,4	50,8	55,0	59,2
30	30,1	43,0	53,9	64,0	73,6	82,9	91,8	101,0	109,0
35	46,1	73,8	97,1	119,0	140,0	160,0	179,0	199,0	218,0
40	75,3	139,0	193,0	243,0	292,0	339,0	386,0	432,0	478,0
Продолжение таблицы									
$\begin{matrix} y \\ \varphi, \text{град} \end{matrix}$	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	7,5	8,0	
5	8,3	8,5	8,7	8,8	9,0	9,2	9,4	9,5	
10	13,2	13,7	14,1	14,5	14,9	15,4	15,8	16,2	
15	21,4	22,4	23,3	24,3	25,2	26,1	27,0	27,9	

20	36,0	38,0	39,9	41,8	43,8	45,7	47,5	48,9	
25	63,3	67,3	71,3	75,3	79,2	83,1	87,0	90,8	
30	118,0	127,0	135,0	143,0	151,0	160	168	176	
35	237,0	256,0	275,0	293,0	312,0	331	349	368	
40	523,0	567,0	613,0	658,0	703,0	-	-	-	

На рисунке 4.9 приведен случай когда $q = 0$ (отсутствие пригрузки на поверхности земли). Относительные ординаты предельных давлений σ_T даны в таблице 4.10 [118, с.363; 119 с.5].

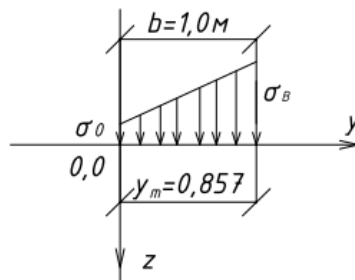


Рисунок 4.9 – Расчётная схема определения предельного давления на грунт

Переход от табличных значений к фактическим напряжениям выполняется по формуле [118, с. 365; 119, с.5]

$$\sigma = \sigma_m \cdot (c + q \cdot \operatorname{tg} \varphi), \quad (4.22)$$

где C – сила сцепления грунта (т/м^2) (таблица Г1).

Ординаты y вычисляются по формуле [118, с. 366; 119, с.5]

$$y = y_T \cdot \frac{(q \cdot \operatorname{tg} \varphi + c)}{\gamma}, \quad (4.23)$$

где γ – объемный вес грунта, т/м^3 .

Условие устойчивости грунта от «выпирания» записывается по формуле

$$k \cdot P < P_{np}, \quad (4.24)$$

где P – фактически действующая нагрузка на подошве фундамента (по опорной подушке), т ; P_{np} – предельно допустимая на грунт сила, т ; $k = 1,5 \div 3$ – коэффициент запаса устойчивости грунта [119, с.5].

Проверим выполнения условия (4.24) для случая (Рисунок 4.9). Примем $b = 1,0 \text{ м}$ – ширина подошвы фундамента; $h = 0$; $q = 0$; $\varphi = 15^\circ$; $C = 2,1 \text{ т/м}^2$; $\gamma = 1,8 \text{ т/м}^3$. По таблице 5.14 (при $y = 0$); $y_m = 0$; $\sigma_m = 11$ (безразмерная величина).

Из формулы (4.2) (при $y = b = 1,0 \text{ м}$) получим [119, с.5]:

$$y_T = y \frac{\gamma}{c} = 1,0 \cdot \frac{1,8}{2,1} = 0,857 \text{ м}, \quad y_T = 0,857 \text{ м}.$$

По таблице 4.7 определим безразмерные величины $y_m = 0,857$, $\sigma_m = 13,4282$.

По формуле (4.22) определим ординаты эпюры предельных давлений (при $q=0$) [119, с.5]:

$$- \text{(при } y = 0 \text{ м): } \sigma_0 = \sigma_m \cdot C = 11 \cdot 2,1 = 23,1 \text{ т/м}^2;$$

$$- \text{(при } y = 1,0 \text{ м): } \sigma_6 = \sigma_m \cdot C = 13,4282 \cdot 2,1 = 28,1919 \text{ т/м}^2.$$

Суммарная предельная нагрузка на подошве фундамента определится:

$$P_{np} = \frac{1}{2}(\sigma_0 + \sigma_6) \cdot b = \frac{1}{2}(23,1 + 28,1919) \cdot 1,0 = 25,65; \quad P_{np} = 25,65 \text{ т}. \quad (4.25)$$

Проверим условие устойчивости по формуле (4.24) с учетом 4.25 ($P = 7,91 \text{ т}$; $k = 2$) получим:

$$2 \cdot 7,91 < 25,65 \text{ или } 15,82 < 25,65$$

Условие местной устойчивости грунта выполняется с фактическим коэффициентом запасом устойчивости k :

$$k = \frac{P_{np}}{P} = \frac{25,65}{15,82} = 1,62.$$

Рекомендуемая величина коэффициента устойчивости находится в пределах: $k = 1,5-3,0$.

По результатам выполненного расчёта местной устойчивости грунтового массива под опорной подушкой модульного путепровода определена предельная нагрузка, воспринимаемая грунтовым основанием. Расчёт выполнен на основе табличных значений предельных давлений по методу Н.Н. Соколовского с учётом физико-механических характеристик грунта: угла внутреннего трения $\varphi=15$, сцепления $C=2,1 \text{ т/м}^2$ и объёмного веса грунта $\gamma=1,8 \text{ т/м}^3$. Полученное значение предельной нагрузки на подошве основания составило $P_{np}=25,65 \text{ т}$.

Проверка условия местной устойчивости грунта по условию $k \cdot P < P_{np}$ показала, что фактическая нагрузка на опорную подушку с учётом коэффициента запаса ($k=2$) составляет $15,82 \text{ т}$, что существенно меньше предельной допустимой нагрузки. Следовательно, условие устойчивости грунтового основания выполняется.

Расчётный коэффициент запаса устойчивости составляет $k=1,62$, что находится в пределах рекомендуемых значений $k=1,5-3,0$. Это свидетельствует о том, что грунтовый массив обладает достаточной несущей способностью и устойчивостью к возможному выпиранию при действии нагрузок от

модульного путепровода. Таким образом, принятая конструкция опорной подушки и условия передачи нагрузки на грунтовое основание обеспечивают требуемую устойчивость и безопасную эксплуатацию сооружения.

5 МАТЕМАТИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ СИСТЕМЫ «ОПОРА ПУТЕПРОВОДА – ГРУНТОВОЕ ОСНОВАНИЕ» И РЕЛИЗАЦИЯ РЕЗУЛЬТАТОВ ИССЛЕДОВАНИЯ

5.1 Взаимодействие опор путепровода с грунтовым основанием и постановка задачи верификации аналитических решений в Ansys

В главе 4 получены аналитические зависимости для определения напряжений в грунтовом массиве при действии нагрузок от опор модульного путепровода, основанные на классических решениях теории механики грунтов для сосредоточенной и равномерно распределённой нагрузки. Построенные изобары напряжений (Рисунки 4.6–4.8) отражают пространственное распределение вертикальных напряжений σ_z и демонстрируют их локализованный характер с максимальной концентрацией в зоне контакта опоры с грунтовым основанием и последующим затуханием по глубине и в горизонтальном направлении

Сопоставление результатов, полученных по различным аналитическим зависимостям в главе 4, подтверждает их внутреннюю согласованность и корректность используемого математического аппарата.

Вместе с тем аналитическая постановка задачи базируется на ряде допущений, включая представление грунтового массива в виде однородного изотропного полупространства, линейно-деформируемого на стадии расчёта напряжений, а также упрощённое описание условий нагружения. Указанные предпосылки ограничивают возможность учёта реальных физико-механических особенностей грунтов, включая нелинейность деформирования, развитие пластических зон и влияние конечных размеров расчетной области. В этой связи верификация полученных аналитических решений посредством численного моделирования рассматривается как необходимый этап повышения достоверности результатов и их инженерной интерпретации.

Нагрузки, передаваемые на грунтовое основание от опор модульного путепровода, формируются за счёт собственного веса конструкции, временной нагрузки от транспортных средств и динамических воздействий, обусловленных режимом движения. При этом определяющим фактором напряжённого состояния основания являются вертикальные нагрузки, тогда как горизонтальные усилия, связанные с торможением и тягой, вследствие ограниченной скорости движения и эксплуатационных условий оказывают второстепенное влияние и не определяют несущую способность основания

Передача нагрузки осуществляется через опорные подушки конечных размеров, что приводит к формированию контактного давления, эквивалентного равномерно распределённой нагрузке.

Для перехода к расчетной схеме используется эквивалентная погонная нагрузка, определяемая выражением

$$q=P/b=7,91\text{т/м}, \quad (5.1)$$

где P – результирующая сила, передаваемая опорой на грунтовое основание, b – ширина опорной подушки. В соответствии с результатами главы 4 величина погонной нагрузки составляет порядка $q \approx 7,91 \text{ т/м}$, что соответствует равномерному распределению давления по площади контакта опоры с основанием (Рисунок 5.1).

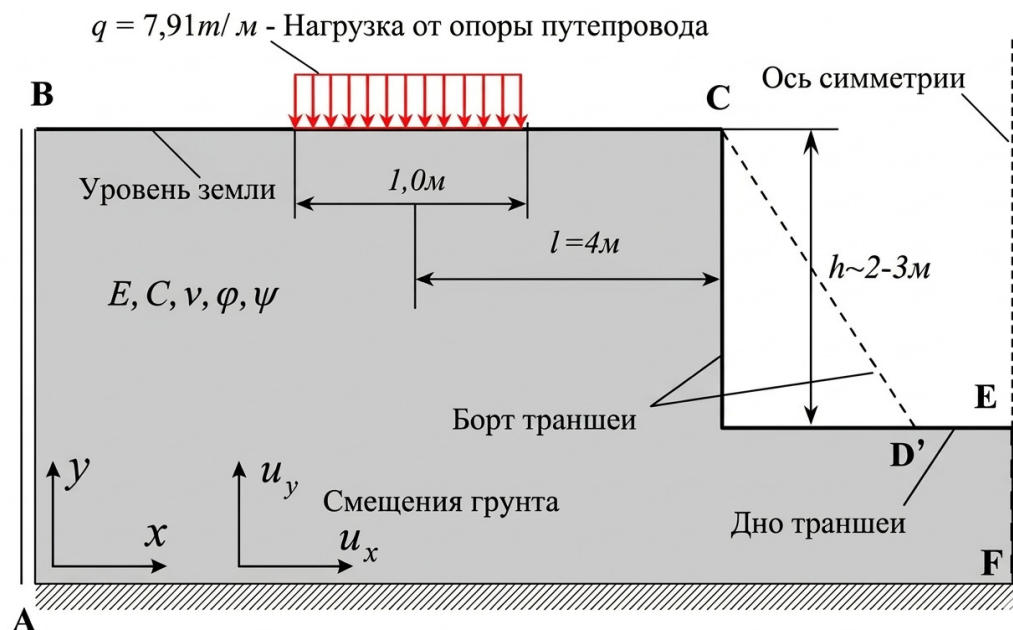


Рисунок 5.1 – Расчетная схема грунтового массива

На рисунке 5.1 приведена расчетная схема взаимодействия опоры модульного путепровода с грунтовым массивом, сформированная с учетом геометрии траншеи и условий нагружения. Участок BC соответствует дневной поверхности грунта, на которой локально действует распределённая нагрузка от опоры путепровода интенсивностью $q = 7,91 \text{ т/м}$, приложенная на ограниченной длине порядка $1,0 \text{ м}$. Расстояние от зоны приложения нагрузки до края траншеи (точка C) составляет $l = 4 \text{ м}$, что обеспечивает формирование напряжённого состояния в массиве без непосредственного контакта опоры с бортом выемки.

Вертикальный участок CD моделирует борт траншеи, характеризующийся резким изменением геометрии области и перераспределением напряжений в грунтовом массиве. Участок DE представляет собой дно траншеи, расположенное на глубине $h \approx 2-3 \text{ м}$, относительно дневной поверхности. Правая граница расчетной области EF совпадает с осью симметрии, что позволяет рассматривать только половину задачи; на этой границе задаётся скользящее граничное условие, исключающее нормальные перемещения при сохранении тангенциальной подвижности.

Левая вертикальная граница AB также задаётся как скользящая, что означает отсутствие горизонтальных перемещений ($u_x = 0$) при допустимых вертикальных деформациях. Нижняя граница AF моделируется как жёсткое защемление, полностью исключающее перемещения ($u_x = 0, u_y = 0$), что

соответствует условию опирания на относительно жёсткий подстилающий слой или значительной глубине заложения расчетной области.

Грунтовый массив характеризуется параметрами деформируемости и прочности E , C , ν , φ , ψ , где E – модуль деформации, C – сцепление, ν – коэффициент Пуассона, φ – угол внутреннего трения, ψ – угол дилатансии. В расчетной схеме учитываются компоненты перемещений u_x и u_y , формирующие поле деформаций и напряжений в массиве.

Напряжённо-деформированное состояние рассматривается в постановке плоской деформации, что обусловлено значительной протяжённостью траншеи в направлении, перпендикулярном плоскости расчёта. Такое допущение позволяет корректно описывать работу грунтового массива при условии, что деформации вдоль продольной оси траншеи пренебрежимо малы по сравнению с деформациями в поперечном сечении.

Численное описание напряжённо-деформированного состояния грунтового массива основывается на использовании упруго-пластической модели Кулона-Мора, реализованной в программном комплексе ANSYS [122, 123]. Напряжённое состояние в расчетной модели определяется совокупностью физико-механических параметров грунта, включающих модуль деформации E , коэффициент Пуассона ν , удельное сцепление C , угол внутреннего трения φ и угол дилатансии ψ , что обеспечивает возможность учёта как упругой стадии деформирования, так и перехода в пластическое состояние при достижении предельного условия прочности [124].

В качестве расчетного основания рассматриваются суглинистые грунты, характерные для условий Карагандинского региона, обладающие выраженными связными свойствами и параметрами прочности, адекватно описываемыми критерием Кулона–Мора.

Постановка задачи верификации заключается в сопоставлении результатов аналитического расчёта напряжений σ_z , σ_y , σ_{xy} с данными конечно-элементного моделирования, полученными в ANSYS для эквивалентных условий нагружения и геометрии расчетной области. Критерием сопоставления выступают значения напряжений под центром опоры, характер их распределения по глубине и в поперечном направлении, а также форма зон влияния, определяемых изобарами напряжений. Такой подход позволяет оценить степень применимости аналитических решений при расчёте оснований временных модульных сооружений и обосновать использование численных методов для уточнения напряжённо-деформированного состояния грунтового массива.

5.2 Модель грунтового основания по критерию Кулона–Мора и ее реализация в ANSYS

Модель деформирования Кулона-Мора (модель Мора-Кулона) является одной из наиболее распространённых упруго-пластических моделей, используемых в механике грунтов для описания поведения связных и несвязных грунтов при расчёте оснований сооружений. Она сочетает упругое поведение на начальной стадии нагружения с пластическим течением после

достижения предельного состояния по прочности. Модель основана на классическом критерии прочности, предложенном Ш. Кулоном и графически интерпретированном О. Мором в виде кругов напряжений.

Ее главное достоинство состоит в том, что разрушение описывается через физически интерпретируемые параметры грунта – сцепление C и угол внутреннего трения φ . В расчетах основания мобильного путепровода это особенно удобно, поскольку работа грунта под опорами определяется именно сочетанием вертикального сжатия, касательных напряжений и возможного выхода массива в пластическое состояние в окрестности подошвы опоры.

Критерий прочности Кулона-Мора в простейшей форме записывается как касательное напряжение на площадке разрушения [125]:

$$\tau = C + \sigma \operatorname{tg} \varphi \quad (5.2)$$

где τ – предельное касательное напряжение, C – удельное сцепление грунта, σ – нормальное эффективное напряжение на площадке, φ – угол внутреннего трения грунта.

Графически этот критерий можно представить в виде прямой огибающей (предельной линии) в координатах σ – τ , которой касаются круги Мора, соответствующие различным напряжённым состояниям грунта

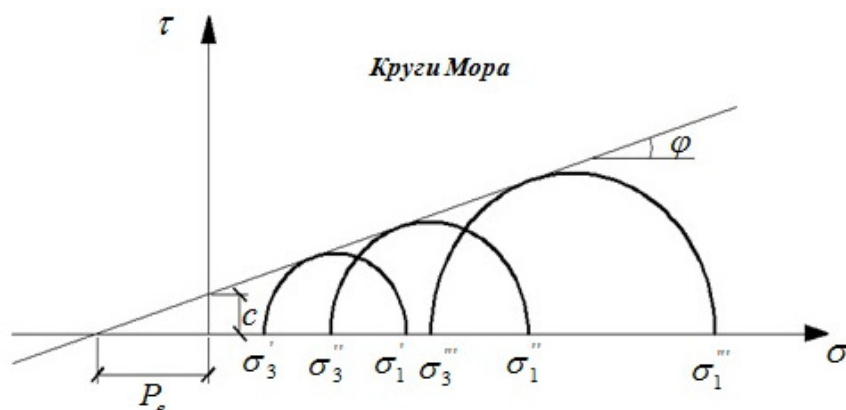


Рисунок 5.2 – Простая схема кругов Мора и предельной огибающей линии Кулона-Мора

В терминах главных напряжений критерий Мора-Кулона преобразуется к виду [125. с.176]:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2C \cos \varphi + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi,$$

или в более компактной форме:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = C \cos \varphi + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \varphi, \quad (5.3)$$

где σ_1 и σ_3 – соответственно максимальное и минимальное главные напряжения.

До достижения поверхности текучести поведение грунта описывается линейной упругой моделью (обобщённый закон Гука) [126]:

$$\varepsilon_{ij}^e = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij}, \quad (5.4)$$

где E – модуль деформации грунта (модуль общей деформации), ν – коэффициент Пуассона. После достижения предела текучести развиваются пластические деформации. В модели обычно используется ассоциированный или неассоциированный закон течения с углом дилатансии ψ (часто принимают $\psi \leq \varphi$).

С инженерной точки зрения модель Кулона–Мора удобна для рассматриваемой задачи по трем причинам. Во-первых, она непосредственно использует параметры, которые традиционно определяются в геотехнической практике: C , φ , ψ , E , ν . Во-вторых, она позволяет локализовать зоны предельного состояния в окрестности подошвы опоры, что необходимо при оценке местной устойчивости опоры (см. Глава 4, п.4). В-третьих, результаты такого расчета можно сопоставить с ручными аналитическими оценками по распределению напряжений, осадке и несущей способности, что делает численную модель проверяемой и инженерно обоснованной.

В программном комплексе ANSYS модель Мора-Кулона реализуется через материальную модель ТВ,МС (Mohr-Coulomb). Пользователь задаёт параметры: угол внутреннего трения φ , сцепление C , угол дилатансии ψ , а также упругие характеристики E и ν . Для расчёта грунтового основания под опору мобильного путепровода в ANSYS создаётся трёхмерная или плоская (2D) конечно-элементная модель грунтового массива. В нашем случае мы задаем двумерную модель в условиях плоской деформации. Далее грунт разбивается на конечные элементы двумерные или трехмерные а зависимости от размерности задачи, обычно тетраэдры, кирпичи или плоские четырехугольные или треугольные, назначается материал по модели Мора-Кулона. На верхней границе модели прикладывается нагрузка от опоры: вертикальная сосредоточенная или распределённая сила, горизонтальные усилия, изгибающий момент. Выполняется нелинейный статический расчёт с учётом физической (пластичность) и геометрической нелинейности. В результате получают поля напряжений, деформаций, осадок и зон пластического течения в грунте.

Результаты численного моделирования в ANSYS принято сравнивать с аналитическим (ручным) расчётом по классической теории механики грунтов. Если необходимо аналитический расчёт осадки фундамента, то он обычно выполняют методом послойного суммирования [126, с.220]:

$$s = \sum_{i=1}^n \beta \frac{\Delta \sigma_{z,i} \cdot h_i}{E_i}, \quad (5.5)$$

где β – безразмерный коэффициент (часто 0,8), $\Delta\sigma_{z,i}$ – дополнительное вертикальное напряжение в середине i -го слоя, h_i – толщина слоя, E_i – модуль деформации i -го слоя грунта, n – количество слоёв в сжимаемой толще основания.

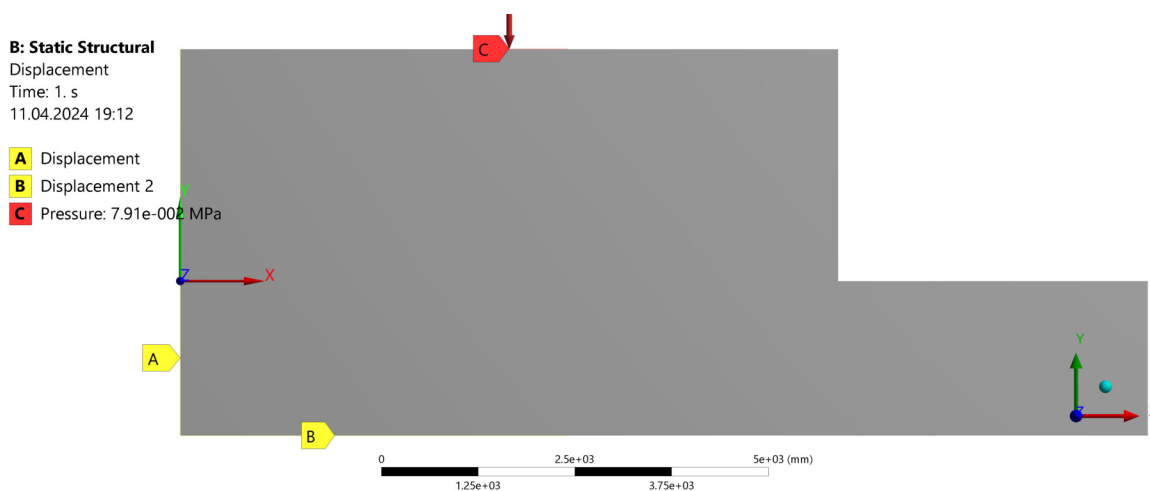
Кроме осадки проверяется несущая способность основания по формулам предельной нагрузки, где также используются параметры C и φ из модели Кулона-Мора.

Такой комбинированный подход – численный расчёт в ANSYS по модели Мора-Кулона и параллельный аналитический расчёт по теории механики грунтов позволяет верифицировать результаты, оценить точность моделирования, выявить возможные зоны пластического разрушения и повысить надёжность проектирования опор мобильных путепроводов в различных грунтовых условиях. Модель Мора-Кулона при этом остаётся удобной и достаточно точной для большинства практических задач расчёта оснований.

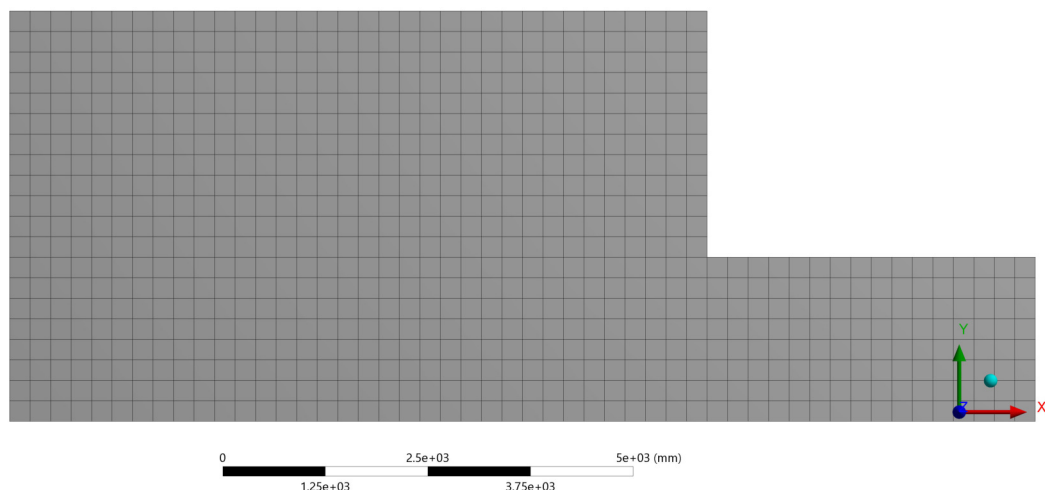
5.3 Расчет грунтового основания в ANSYS

Численное моделирование напряжённо-деформированного состояния системы «опора путепровода – грунтовое основание» выполняется в программном комплексе ANSYS в постановке плоской задачи деформирования. В качестве расчётной области принимается прямоугольный массив грунта, моделирующий полупространство с конечными размерами, достаточными для исключения влияния граничных условий на напряжённое состояние в зоне действия нагрузки. Геометрия модели формируется с учётом расположения опоры относительно края траншеи (рисунки 4.1, 4.2 и 5.1), что обеспечивает сопоставимость численного и аналитического решений.

Согласно рисунку 5.1, расчетная схема грунта, и его конечно-элементная аппроксимация в ANSYS, приведена на рисунке 5.3.



а) Расчетная схема



б) Конечно-элементная аппроксимация

Рисунок 5.3 – Расчетная модель грунта в ANSYS

Сеточная модель (Рисунок 5.3) формируется с учётом необходимости повышения точности расчёта в зоне контакта опоры с грунтом. Вблизи области приложения нагрузки используется сгущённая конечно-элементная сетка с уменьшенным размером элементов, позволяющая корректно описать градиенты напряжений. По мере удаления от зоны нагружения размер элементов постепенно увеличивается, что обеспечивает рациональное соотношение точности и вычислительных затрат. Такая схема дискретизации согласуется с характером распределения напряжений, установленным в главе 4, где показано быстрое затухание σ_z с увеличением глубины и расстояния от оси нагрузки.

Граничные условия задаются исходя из физической интерпретации задачи нагружения грунтового полупространства. Нижняя граница модели фиксируется по вертикальному перемещению ($u_y=0$), что исключает перемещение основания вниз. Боковые границы ограничиваются по горизонтальному направлению ($u_x=0$), при этом вертикальные перемещения на этих границах допускаются, что соответствует условию свободного оседания массива без бокового распора. Верхняя граница модели остаётся свободной, за исключением области приложения нагрузки, где моделируется контакт опоры с грунтом.

Нагрузка от опоры путепровода прикладывается к верхней поверхности модели в виде равномерно распределённого давления либо эквивалентной погонной нагрузки, определённой в пункте 5.1. Величина нагрузки соответствует расчетному значению $q \approx 7,91 \text{ т/м}$, полученному на основе анализа усилий в опорах наклонных модулей.

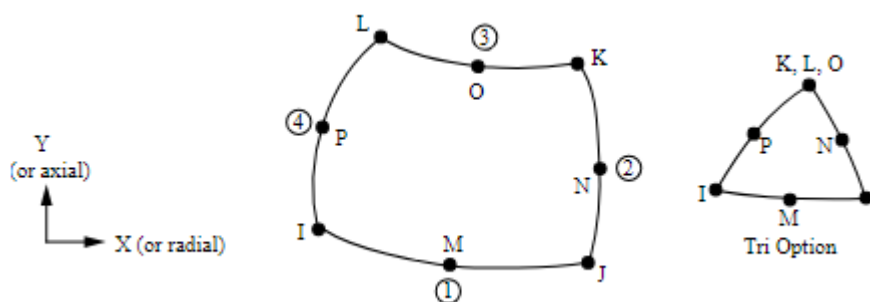


Рисунок 5.4 – Четырехугольный элемент PLANE82

Грунтовой массив разбивается на плоские четырёхугольные конечные элементы типа PLANE82 (Рисунок 5.4) [123, с. 437]. Это восьми узловые изопараметрические элементы второго порядка с квадратичными функциями формы. Такие элементы дают заметно лучшую точность расчёта напряжений и деформаций, чем обычные линейные. Это особенно важно в зонах концентрации напряжений под подошвой фундамента. У каждого элемента четыре угловых узла и четыре узла посередине сторон. Благодаря этому хорошо передаётся кривизна поля перемещений и напряжений. Узлы нумеруются так по углам и по серединам сторон. В каждом узле два направления свободы: перемещения по осям x и y . Это соответствует условиям плоской деформации. В задачах механики грунтов PLANE82 работает хорошо, особенно когда нужно точно поймать градиенты напряжений под местной нагрузкой.

Таблица 5.1 – Физико-механические характеристики суглинистого грунта

Наименование	Принятые значения
Модуль упругости, E	25.544МПа
Коэффициент Пуассона, ν	0.36
Удельное сцепление, C	22.728кПа
Угол внутреннего трения, φ	19°
Угол дилатансии, ψ	5°

Материальная модель грунта задаётся в соответствии с критерием прочности Кулона–Мора (Mohr–Coulomb), реализованным в ANSYS через модель ТВ, МС. Поведение грунта описывается линейно-упругой зависимостью на начальной стадии нагружения с последующим переходом в пластическое состояние при достижении предельного условия прочности. В качестве исходных параметров используются модуль деформации E , коэффициент Пуассона ν , удельное сцепление C , угол внутреннего трения φ и угол дилатансии ψ , что позволяет учитывать особенности работы суглинистых грунтов, характерных для рассматриваемых условий карагандинской области (Таблица 5.1).

Нагрузка на расчетную модель определяется по (5.1), геометрия и граничные условия расчетной области определены в п.5.1 и по рисунку 5.1, физико-механические характеристики по таблице 5.1. После задания всех параметров расчетной модели грунта произведен расчет НДС грунтового массива.

Расчёт выполняется в нелинейной постановке с учётом физической нелинейности материала. Нагрузка прикладывается поэтапно (инкрементально), что обеспечивает устойчивость решения и корректное отслеживание развития пластических деформаций в грунтовом массиве. На каждом шаге нагружения осуществляется итерационное решение системы уравнений методом Ньютона–Рафсона с контролем сходимости по перемещениям и невязке сил.

В результате численного моделирования формируются поля вертикальных напряжений σ_z , горизонтальных напряжений σ_x , касательных напряжений τ_{xz} , а также распределения перемещений и зон пластического течения. Полученные результаты используются для последующего сопоставления с аналитическими решениями, представленными в главе 4, включая анализ значений напряжений под центром опоры, характера их распределения по глубине и формы изобар напряжений.

Рисунки 5.5–5.7 демонстрируют распределение напряжений σ_x , σ_y , τ_{xy} в грунте. На них хорошо видны участки с самыми высокими и низкими нагрузками в местах опоры путепровода. Также здесь отмечены зоны появления пластических деформаций. Эти данные помогают понять, как поведет себя основание при самом тяжелом варианте загрузки. Благодаря таким картам напряжений можно заранее предсказать возможные просадки или сдвиги грунтового массива.

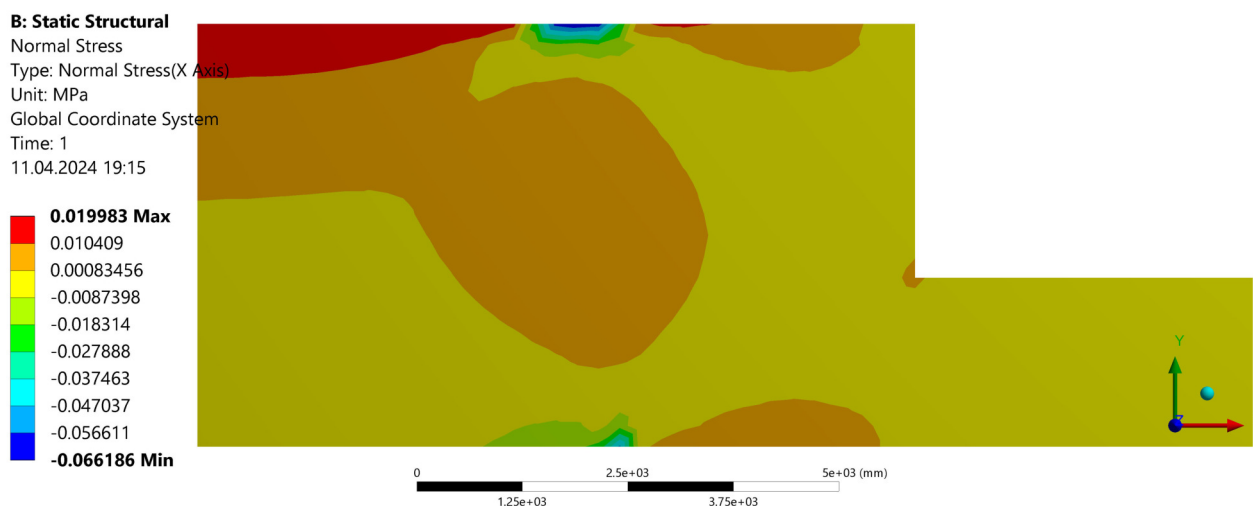


Рисунок 5.5 – Изополе нормальных напряжений σ_x , МПа

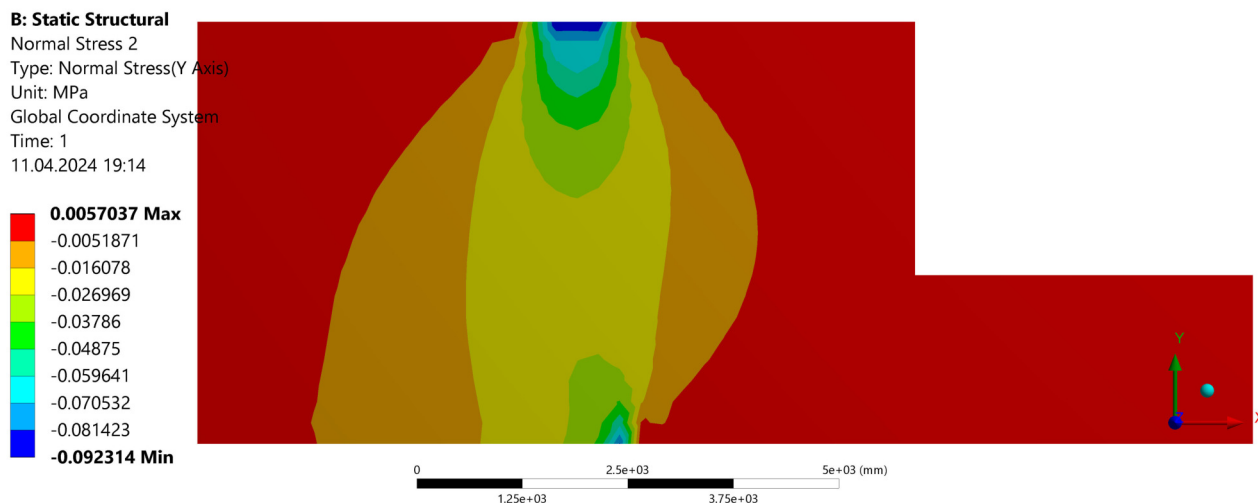


Рисунок 5.6 – Изополе нормальных напряжений σ_y , МПа

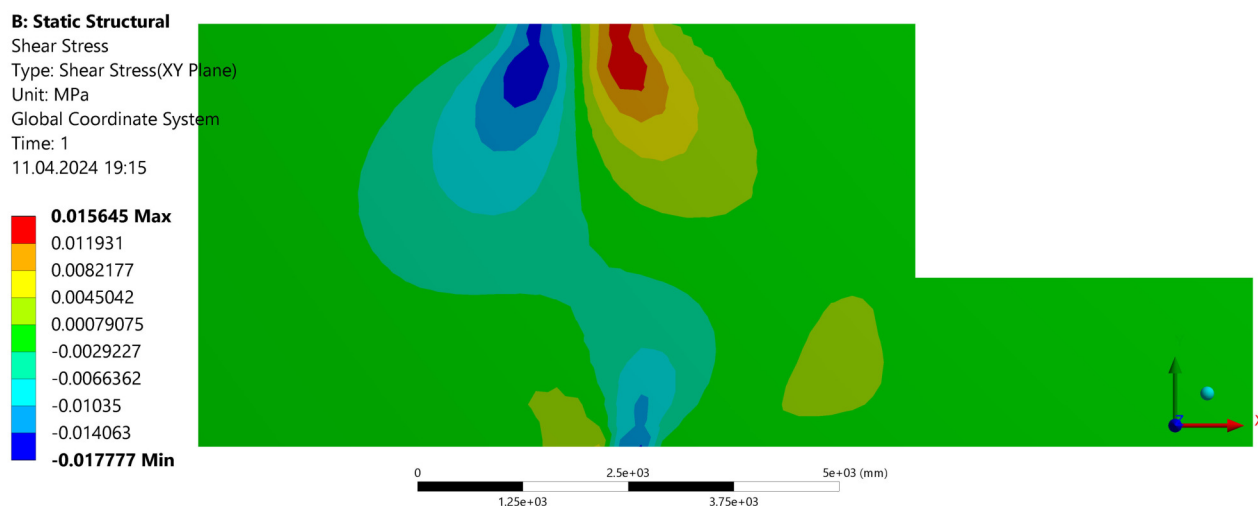


Рисунок 5.7 – Изополе касательных напряжений τ_{xy} , МПа

На рисунках 5.5–5.7 заметно, что самые высокие нагрузки сосредоточены прямо под опорой путепровода. Это особенно отчетливо проявляется в вертикальных сжимающих напряжениях.

На рисунках 5.8–5.9 показаны карты смещений u_x , u_y и области пластических деформаций $\varepsilon_{экв}^p$ грунта вокруг опоры. Из рисунка 5.8 становится ясно что сильнее всего частицы почвы сдвигаются по горизонтали у края траншеи. В будущем это может вызвать обрушение ее стенки.

Согласно рисунку 5.9 самые большие вертикальные осадки происходят в глубине массива под самой опорой. По мере удаления от фундамента эти смещения становятся меньше. При этом зоны необратимых пластических деформаций в грунте отсутствуют (рисунок 5.10). Это говорит о стабильности основания при данных нагрузках.

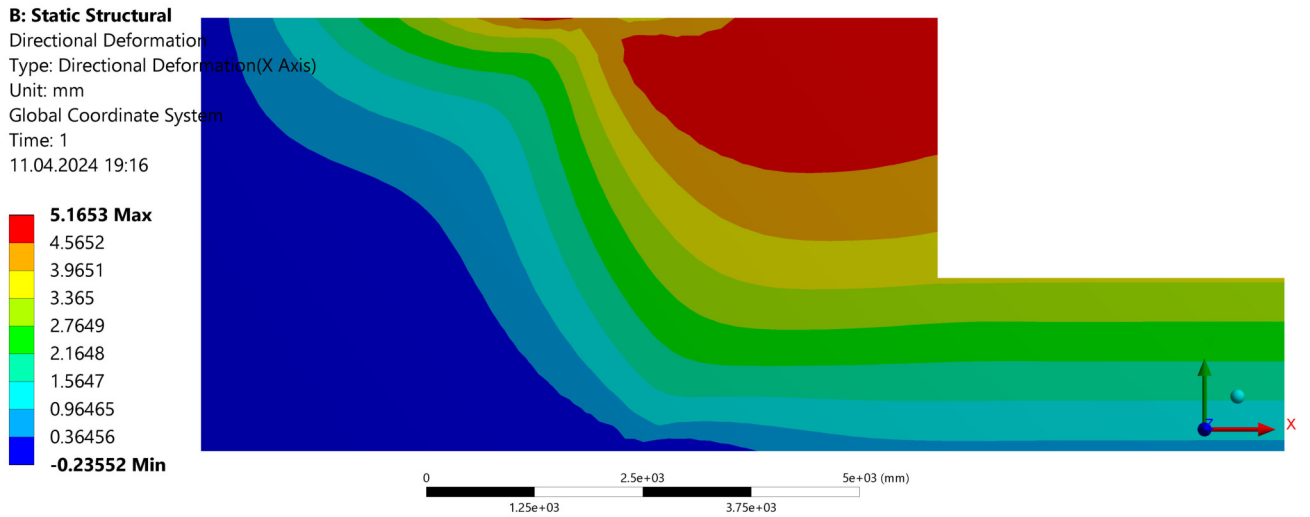


Рисунок 5.8 – Изополе горизонтальных смещений u_x , мм

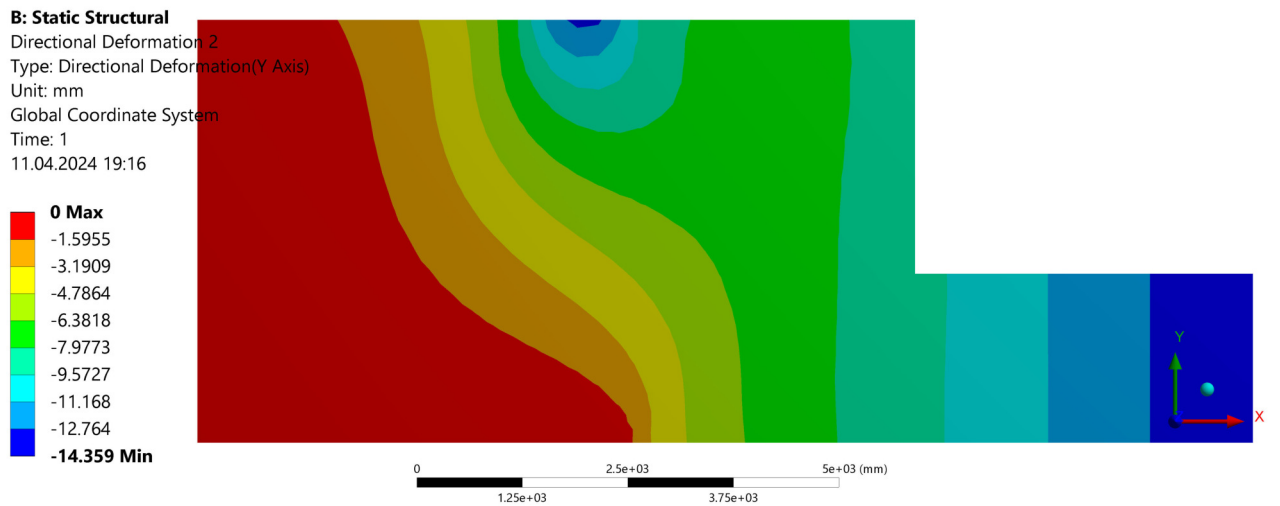


Рисунок 5.9 – Изополе вертикальных смещений u_y , мм

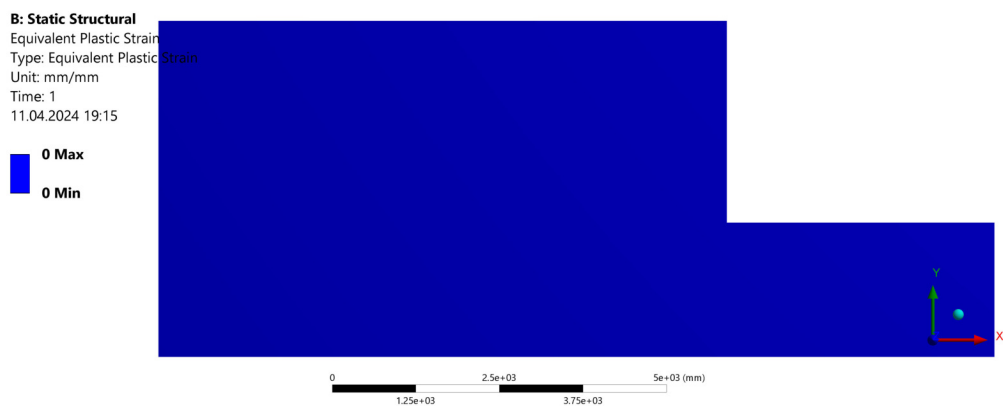


Рисунок 5.10 – Зона эквивалентных пластических деформаций $\epsilon_{\text{экв}}^p$

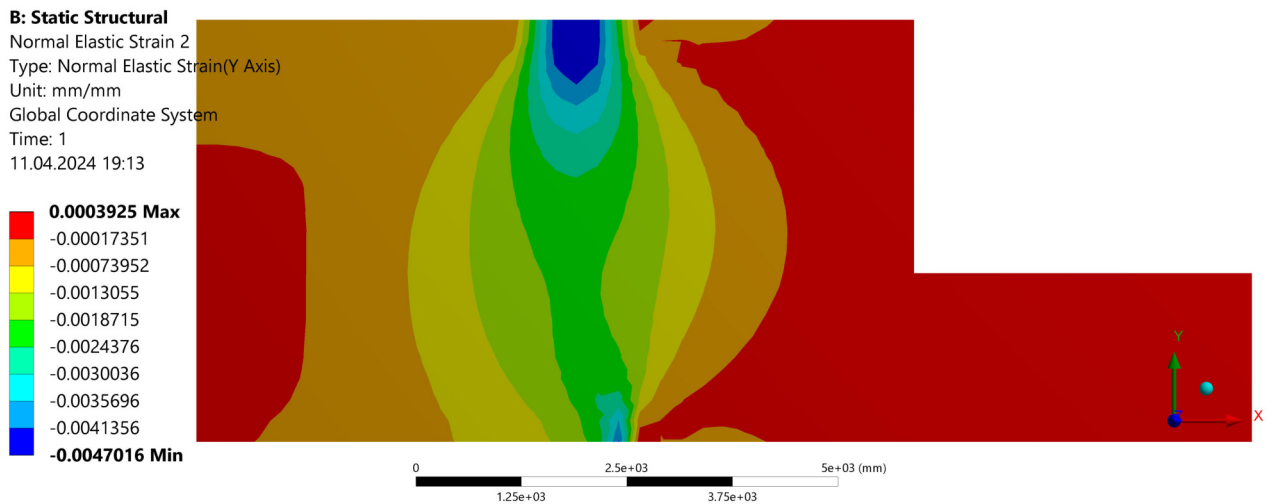


Рисунок 5.11 – Изополе вертикальных деформаций ϵ_y

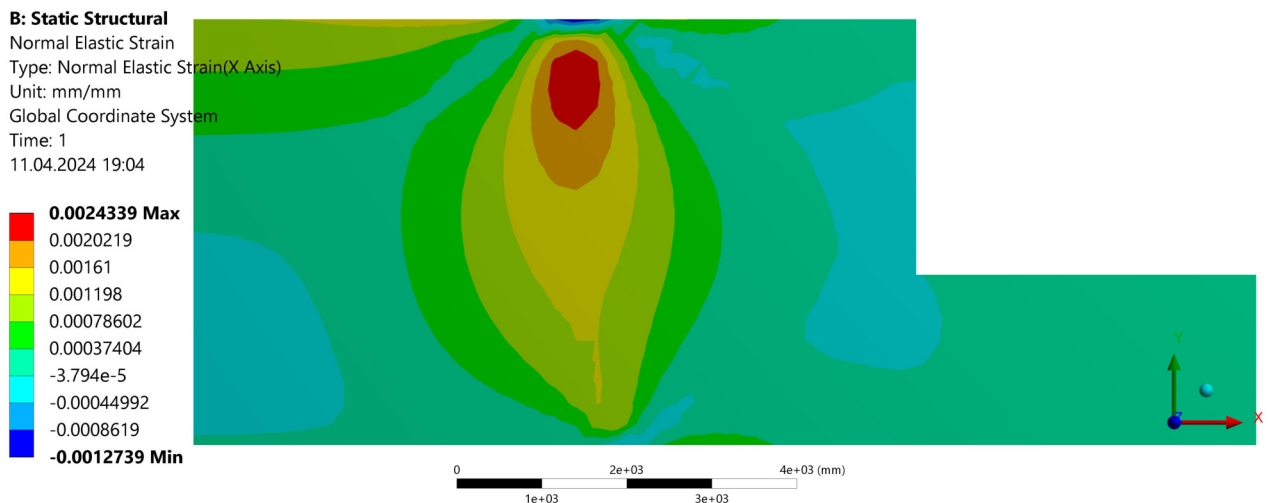


Рисунок 5.12 – Изополе горизонтальных деформаций ϵ_x

Анализ карт вертикальных деформаций ϵ_y на рисунке 5.11 показывает важную закономерность. Самое сильное сжатие грунта происходит прямо под местом приложения нагрузки. Эти деформации уходят вглубь и образуют вытянутую область. С увеличением глубины и при удалении от центра их значения быстро падают. Это говорит о том что влияние веса моста постепенно затухает. Распределение деформаций выглядит почти симметрично относительно оси. Такой результат подтверждает что основное влияние на почву оказывает именно вертикальная нагрузка.

Изополя горизонтальных деформаций ϵ_x (Рисунок 5.12) имеют более сложный характер. Вблизи опоры наблюдаются положительные деформации (растяжение), обусловленные боковым распором грунта при вертикальном сжатии, тогда как с увеличением глубины происходит переход к

отрицательным значениям (сжатию). Зона их распространения шире по сравнению с ε_y , что связано с перераспределением напряжений в массиве.

В целом вертикальные деформации ε_y носят локализованный характер, тогда как горизонтальные ε_x отражают более протяжённое перераспределение напряжённого состояния грунта.

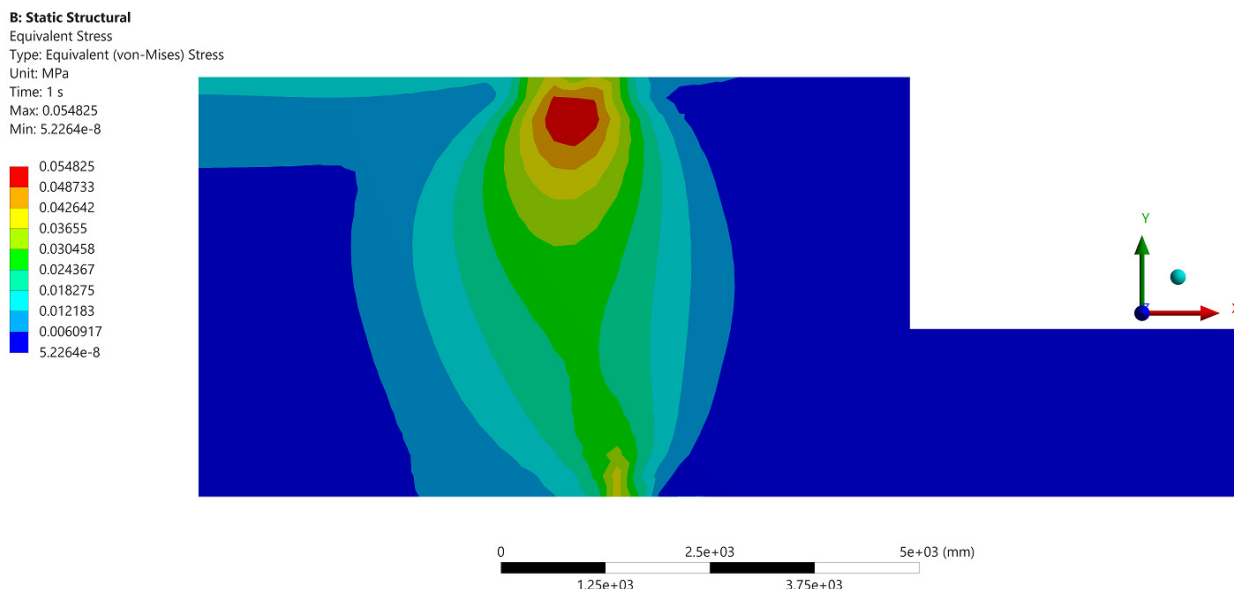


Рисунок 5.13 – Изополе эквивалентных напряжений по Мизесу

Картина изополей эквивалентных напряжений по Мизесу (Рисунок 5.13) свидетельствует о локализации экстремальных значений (до ~ 0.055 МПа) в зоне воздействия опоры путепровода. При увеличении глубины фиксируется закономерное снижение интенсивности напряженного состояния с формированием области распространения вытянутой конфигурации. В удаленных от источника нагружения зонах величины напряжений демонстрируют стремление к нулевым показателям

Резюмируя вышеизложенное, следует отметить, что верифицированная конечно-элементная модель в среде ANSYS обеспечивает высокую степень достоверности воспроизведения условий силового воздействия опор путепровода на грунтовое основание. Применение данного численного инструментария позволяет осуществить комплексную проверку аналитических зависимостей, принимая во внимание реальные физико-механические характеристики грунтов и нелинейный характер их деформирования при достижении предельных состояний

5.4 Сопоставление аналитических решений с расчетом в Ansys и анализ результатов

В целях осуществления верификации принятой расчетной модели и подтверждения обоснованности, заложенных в неё допущений, в рамках настоящего исследования, произведем сопоставление результатов аналитического расчета в главе 4 с данными, полученными методом конечно-

элементного моделирования в программном комплексе ANSYS, выполненными в пункте 5.3. Выполнение указанных процедур сопоставительного анализа обеспечивает объективную оценку степени корреляции полученных расчетных величин, что, в свою очередь, позволяет сформулировать обоснованное заключение относительно правомерности экстраполяции данного численного инструментария на задачи по исследованию напряженно-деформированного состояния грунтового массива в основании опоры путепровода.

Полученные аналитические решения для напряжений в зоне опоры путепровода (Рисунки 4.6-4.8), а так же значения, полученные в результате численного моделирования в ANSYS для той же зоны, сведены в таблицы 5.2, 5.5 и 5.6. Значения напряжений ANSYS в таблицах 5.2, 5.5 и 5.6 получены путем интерполяции напряжений на основе выгрузки из программы по соответствующим расчетным зонам. Так, например, для вертикальных напряжений σ_y значения и интерполяция по глубине приведены в приложении Д. Для остальных напряжений аналогично.

Таблица 5.2 – Вертикальные напряжения σ_y в зоне опоры путепровода

х, м	у, м	Аналитическое решение, т/м ²	Аналитическое решение, МПа	Ansys, МПа	Расхождение, %
3.0	0.0	0.000	0	0	0
3.5	0.0	-0.530	-0.0052	-0.00355	31.7
4.0	0.0	-3.957	-0.03879	-0.04384	13.0
4.5	0.0	-7.913	-0.07757	-0.09185	18.4
3.0	0.5	-0.000	0	0	0
3.5	0.5	-1.662	-0.01629	-0.01738	6.7
4.0	0.5	-3.799	-0.03724	-0.03678	1.2
4.5	0.5	-6.487	-0.06362	-0.06187	2.7
3.0	1.0	0.000	0	0	0
3.5	1.0	-1.187	-0.01164	-0.01141	2.0
4.0	1.0	-3.085	-0.03026	-0.03214	6.2
4.5	1.0	-4.351	-0.04267	-0.04334	1.6

В таблице 5.2 приведены расчетные величины вертикальных напряжений σ_y в зоне расположения опорных конструкций путепровода, установленные в ходе реализации аналитического подхода и метода конечно-элементного моделирования в программном комплексе ANSYS при варьировании глубины заложения у. На базе совокупности полученных расчетных данных произведено построение графических зависимостей распределения напряжений σ_y по координате х (Рисунок 5.14), осуществление которого обеспечивает возможность наглядной оценки закономерностей изменения σ_y по глубине, а также позволяет сделать обоснованный вывод относительно степени

корреляции аналитического и численного инструментария в рамках исследуемой задачи.

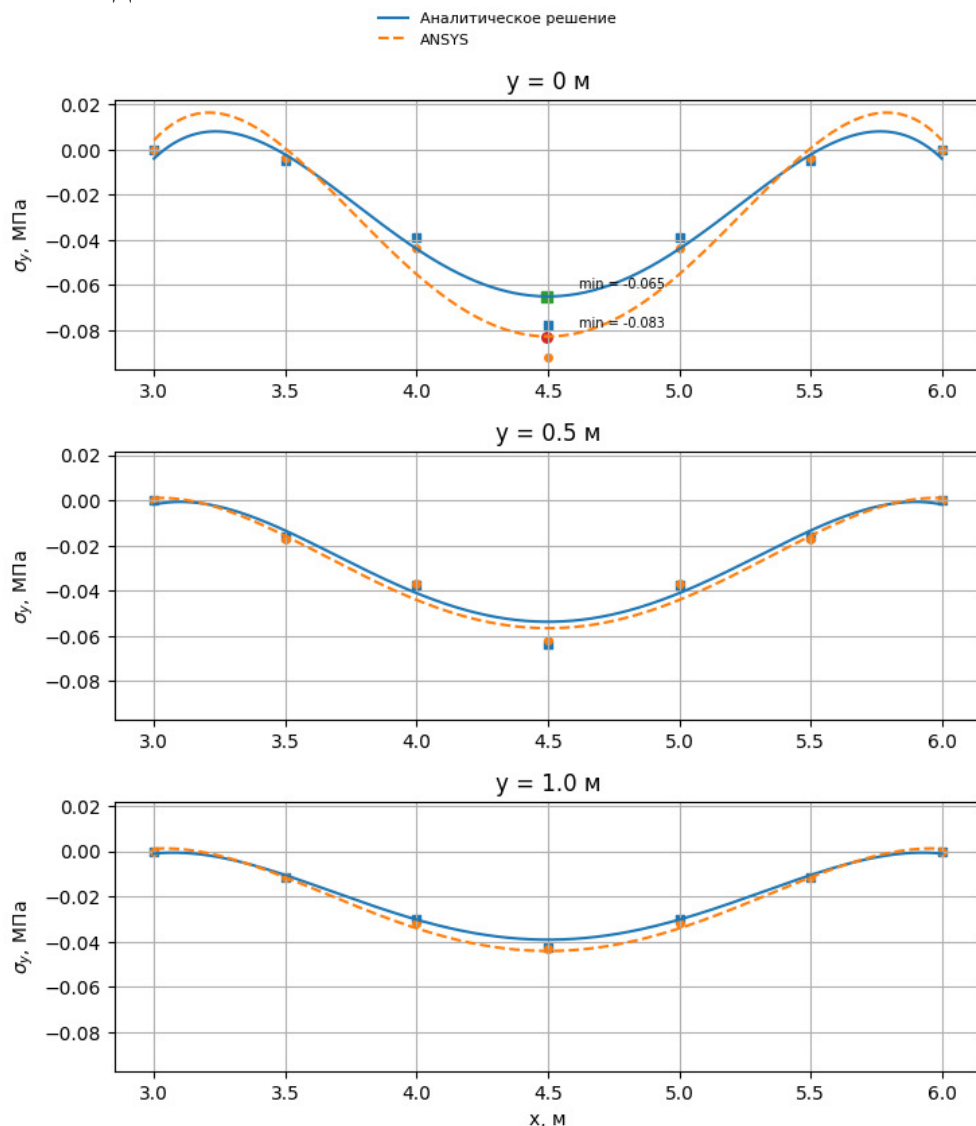


Рисунок 5.14 – Распределение напряжений σ_y по глубине в зоне опоры путепровода

Аппроксимация распределений вертикальных напряжений $\sigma_y(x)$ выполнена с использованием симметричной полиномиальной зависимости четвёртого порядка относительно оси $x_0=4,5\text{м}$:

$$\sigma_y(x) = a(x - 4.5)^4 + b(x - 4.5)^2 + c. \quad (5.6)$$

Выбор чётной формы функции обусловлен симметрией расчетной схемы и характера нагружения, что исключает наличие нечётных степеней и обеспечивает экстремум в центральной зоне. Физический смысл коэффициентов заключается в следующем: параметр c определяет величину максимального (по модулю) вертикального напряжения под опорой; коэффициент b характеризует степень концентрации напряжений в центральной зоне; коэффициент a определяет скорость их затухания при

удалении от оси нагрузки. Для различных глубин получены следующие зависимости, приведенные в таблице 5.4

Таблица 5.4 – Аппроксимирующие зависимости и коэффициенты детерминации

<i>y, м</i>	Модель	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>R</i> ²
0.0	Аналитическая	-0.02850	0.09123	-0.06511	0.949
	ANSYS	-0.03570	0.11891	-0.08282	0.944
0.5	Аналитическая	-0.02264	0.07183	-0.05372	0.963
	ANSYS	-0.02491	0.07942	-0.05701	0.958
1.0	Аналитическая	-0.00931	0.03787	-0.03919	0.990
	ANSYS	-0.00997	0.04254	-0.04418	0.994
$\sigma_y(x) = a(x - 4.5)^4 + b(x - 4.5)^2 + c$					

С увеличением глубины наблюдается уменьшение абсолютного значения параметра *c*, а также снижение коэффициентов *a* и *b*, что отражает перераспределение и рассеивание напряжений в массиве грунта.

Анализ полученных зависимостей показывает, что распространение вертикальных напряжений в грунтовом основании носит затухающий характер. В приповерхностной зоне (*y=0*) формируется область максимальной концентрации напряжений под опорой, соответствующая «сжатому ядру» напряжённого состояния. По мере увеличения глубины (*y=0,5*, *y=1м*) происходит расширение области влияния нагрузки при одновременном снижении пиковых значений напряжений, что приводит к сглаживанию эпюр и уменьшению их кривизны.

Таблица 5.5 – Горизонтальные напряжения σ_x под опорой

<i>x, м</i>	<i>y, м</i>	Аналитическое решение, т/м ²	Аналитическое решение, МПа	Ansyes, МПа	Расхождение, %
0.0	0.00	7.913	0.07757	0.07600	2.0
0.0	0.25	3.560	0.03491	0.02635	24.5
0.0	0.50	1.427	0.01399	0.01034	26.0
0.0	0.75	0.316	0.00310	0.00431	28.0
0.0	1.00	0.158	0.00155	0.00130	16.0
0.0	1.25	0.080	0.00078	0.00026	66.4
-0.5	0.00	3.957	0.03879	0.03480	10.2
-0.5	0.25	2.768	0.02715	0.02106	22.4
-0.5	0.50	1.819	0.01784	0.01180	33.8
-0.5	0.75	1.107	0.01086	0.00635	41.5
-0.5	1.00	0.633	0.00621	0.00328	47.1
-0.5	1.25	0.475	0.00466	0.00140	69.8

В таблице 5.5 представлены расчетные величины горизонтальных напряжений σ_x , установленные в ходе реализации аналитического метода и численного моделирования в программном комплексе ANSYS при варьировании глубины заложения y . На базе совокупности вышеуказанных данных произведено построение графических зависимостей изменения σ_x по глубине (рисунок 5.15), осуществление которого обеспечивает возможность проведения детальной верификации и сопоставительного анализа результатов, полученных в рамках применения различных расчетных методологий.

Аппроксимация зависимостей на рисунке 5.15 выполнена полиномом второй степени:

$$\sigma_x(y) = ay^2 + by + c. \quad (5.7)$$

Такая форма позволяет описать плавное затухание напряжений с глубиной без привязки к отдельным точкам. Физический смысл коэффициентов следующий: c – это значение напряжения на поверхности $y=0$, то есть начальный уровень нагрузки под опорой; b задаёт начальную скорость уменьшения напряжений с глубиной; a отвечает за кривизну зависимости и показывает, насколько быстро происходит дальнейшее затухание напряжений при увеличении глубины.

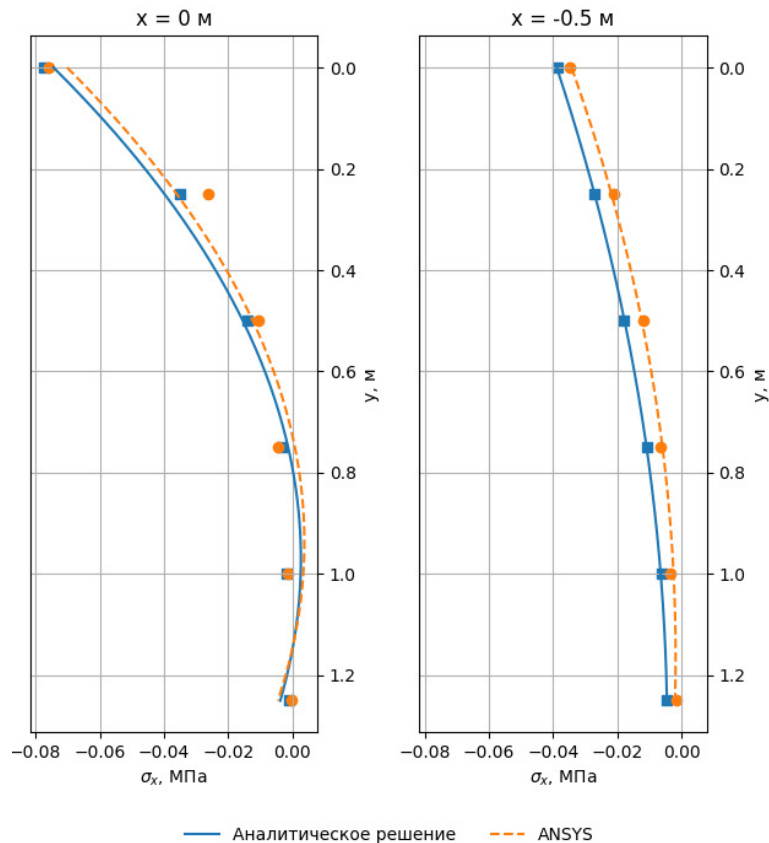


Рисунок 5.15 – Горизонтальные напряжения σ_x под опорой путепровода

Для различного положения под опорой получены следующие зависимости, приведенные в таблице 5.5

Таблица 5.5 – Аппроксимирующие зависимости для горизонтальных напряжений σ_x

$x, м$	Модель	a	b	c	R^2
0.0	Аналитическая	-0.0466	-0.0388	-0.0776	0.997
	ANSYS	-0.0503	-0.0286	-0.0738	0.995
-0.5	Аналитическая	-0.0189	-0.0207	-0.0391	0.998
	ANSYS	-0.0205	-0.0149	-0.0352	0.996
$\sigma_x(y) = ay^2 + by + c$					

Полученные результаты показывают, что горизонтальные напряжения σ_x быстро уменьшаются с глубиной и зависят от положения относительно опоры. Под опорой ($x=0$) напряжения максимальные и резко затухают вниз, а при смещении в сторону ($x=-0.5$) они сразу меньше и убывают более плавно. Это говорит о том, что нагрузка в грунте не только передается вниз, но и рассеивается в стороны. В целом горизонтальные напряжения затухают быстрее, чем вертикальные, что соответствует физике работы грунта. Хорошее совпадение аналитических и численных результатов ($R^2 \approx 0.99$, Таблица 5.5) подтверждает, что расчёты выполнены корректно.

Таблица 5.6 – Касательные напряжения σ_{xy} в зоне опоры

$x, м$	$y, м$	Аналитическое решение, т/м ²	Аналитическое решение, МПа	Ansyes, МПа	Расхождение, %
0.5	0.00	2.532	0.02483	0.01560	37.1
0.5	0.25	2.373	0.02327	0.01424	38.8
0.5	0.50	2.057	0.02017	0.01514	24.9
0.5	0.75	1.583	0.01552	0.01222	21.3
0.5	1.00	1.503	0.01474	0.00887	39.8
0.5	1.25	0.949	0.00931	0.00592	36.4
1.0	0.00	0.000	0.00000	0.00000	0.0
1.0	0.25	0.396	0.00388	0.00440	11.8
1.0	0.50	0.158	0.00155	0.00149	4.0
1.0	0.75	0.316	0.00310	0.00523	40.0
1.0	1.00	0.554	0.00543	0.00656	17.2
1.0	1.25	0.791	0.00776	0.00710	9.3

В представленной таблице 5.6 содержатся расчетные значения касательных напряжений σ_{xy} , полученные в рамках применения аналитической методики и численного моделирования в среде ANSYS при варьировании глубины заложения y , на краю и за краем от опоры. На базе совокупности данных результатов произведено построение графических зависимостей изменения σ_{xy} по глубине (Рисунок 5.16), выполнение которого обеспечивает возможность осуществления сопоставительного анализа и верификации достоверности полученных расчетных данных в рамках исследуемой задачи.

Аппроксимация зависимостей касательных напряжений (Рисунок 5.16) выполнялась по квадратичной функции

$$\sigma_{xy}(y) = ax^2 + bx + c. \quad (5.8)$$

Такая форма выбрана как достаточно простая, позволяющая передать общий характер изменения напряжений по глубине. Коэффициент c задаёт значение напряжения у поверхности при $y=0$, коэффициент b характеризует начальную скорость изменения напряжений по глубине, а коэффициент a отвечает за кривизну зависимости, то есть за то, насколько быстро меняется сам темп затухания или перераспределения напряжений.

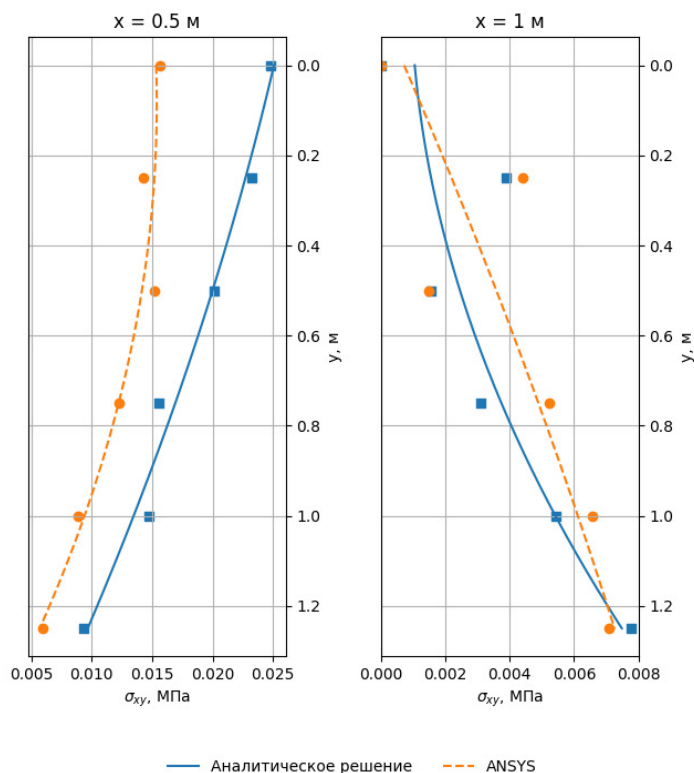


Рисунок 5.16 – Касательные напряжения σ_{xy} в зоне опоры путепровода

Для случая $x=0,5\text{м}$ на крае опоры получены следующие аппроксимирующие зависимости:

$$\begin{aligned}\sigma_{xy}^{An}(y) &= -0,00288y^2 - 0,00873y + 0,02508, & R^2 &= 0,976, \\ \sigma_{xy}^{Ansys}(y) &= -0,00713y^2 + 0,00120y + 0,01533, & R^2 &= 0,969.\end{aligned}\tag{5.9}$$

Эти зависимости показывают, что при $x=0,5\text{м}$ касательные напряжения в целом уменьшаются с глубиной. Значения коэффициентов детерминации близки к единице, поэтому аппроксимация достаточно хорошо описывает исходные данные как для аналитического решения, так и для результатов ANSYS.

При $x=1\text{м}$ характер распределения меняется. Для аналитического решения сохраняется слабая кривизна, поэтому используется квадратичная зависимость:

$$\sigma_{xy}^{An}(y) = 0,00311y^2 + 0,00125y + 0,00105, \quad R^2 = 0,976.\tag{5.10}$$

В то же время результаты ANSYS имеют характер с небольшими отклонениями, поэтому для упрощения лучше применить простую линейную аппроксимацию:

$$\sigma_{xy}^{An}(y) = 0,00523y + 0,00086, \quad R^2 = 0,746.\tag{5.11}$$

Коэффициенты в линейной аппроксимации имеют тот же смысл, что и в квадратичной, описанной выше. В целом по (5.9) и (5.10) видно, что по мере удаления от края опоры зависимость упрощается: аналитическое решение ещё сохраняет небольшую кривизну, тогда как численная модель уже даёт почти линейное изменение напряжений по глубине, что говорит об ослаблении касательных напряжений и их более равномерном распределении в грунте. При $x=1\text{м}$ значения становятся значительно меньше и ведут себя менее устойчиво, что подтверждается более низким $R^2=0,75$, то есть вдали от края опоры касательные напряжения уже выражены слабо и распределяются более размыто.

Сравнение аналитического решения с результатами моделирования в ANSYS подтверждает их хорошую сходимость. Для вертикальных напряжений σ_y эпюры практически идентичны, что подтверждается коэффициентом детерминации R^2 , близким к единице. В случае с горизонтальными напряжениями σ_x наблюдаются небольшие отклонения на малых значениях, однако общая тенденция сохраняется. Наибольшая погрешность характерна для касательных напряжений σ_{xy} : по мере удаления от опоры связь становится менее устойчивой, а значения R^2 снижаются. Таким образом, аналитическая модель адекватно описывает НДС, в то время как ANSYS даёт более детальную картину в зонах с низким градиентом напряжений.

Наряду с компонентами тензора напряжений рассмотренных выше, были получены эквивалентные напряжения по Мизесу аналитическим путем, выражение 4.19, и в программном комплексе Ansys (Рисунок 5.13). Сравнительный анализ этих решений показывает так же достаточно близкое совпадение в пределах 5,3% (Таблица 5.7).

Таблица 5.7 – Эквивалентные напряжения по Мизесу, МПа

Аналитический расчет	Ansys	Расхождение
$\sigma_{red} = 0,0579$	$\sigma_{red} = 0,054825$	5,3%

Сравнительный анализ отклонений в процентном соотношении показал минимальное среднее отклонение (5–6%) для вертикальных напряжений σ_y , что подтверждает высокую сходимость решений и корректность передачи нагрузки вглубь массива. Для горизонтальных компонент σ_x среднее расхождение достигает 30%, что обусловлено сложным характером их перераспределения в боковом направлении. Касательные напряжения σ_{xy} характеризуются промежуточным значением средней погрешности (порядка 23%) с повышенным разбросом в зонах низкого градиента (Таблица 5.8)

Таблица 5.8 – Средний процент расхождения для напряжений

Вид напряжений	Средний процент расхождения, %
Вертикальные: σ_y	5,6
Боковые: σ_x	32,3
Касательные: σ_{xy}	23,4
По Мизесу: σ_{red}	5,3
Общее среднее	20,1

Сопоставление эквивалентных напряжений по Мизесу также показывает близкое совпадение результатов: расхождение составляет около 5,3% (Таблица 5.7). Это подтверждает согласованность аналитического и численного решений с точки зрения общей интенсивности напряжённого состояния, т.к. эквивалентные напряжения учитывают совместное действие всех компонент тензора напряжений.

На основании выше приведенного анализа, необходимо подчеркнуть, что применение положений классической линейно-упругой теории в механике грунтов зачастую приводит к расхождениям между расчетными и экспериментальными данными, достигающим 100% и более. Данное обстоятельство обуславливает необходимость внедрения в расчетную практику

усовершенствованных методик и корректирующих коэффициентов, позволяющих повысить достоверность прогноза деформируемости оснований до уровня, достаточного для решения большинства практических задач. В инженерной геотехнике отклонение аналитических результатов от натуральных испытаний в пределах 50-70% рассматривается как допустимый показатель, поскольку надежность сооружения дополнительно гарантируется заложенными в проект коэффициентами запаса по прочности и устойчивости

Полученное в ходе исследования среднее расхождение между аналитическими расчетами и результатами конечно-элементного моделирования в ANSYS составило 20,1% (Таблица 5.8). Данный показатель свидетельствует о более высокой точности предлагаемого подхода в сравнении с классическими методами линейной механики грунтов. Установленный уровень отклонения полностью укладывается в нормативный диапазон коэффициентов запаса согласно СНиП. Таким образом, комплексное использование аналитического аппарата совместно с моделью Кулона-Мора демонстрирует хорошую сходимость результатов, что находит подтверждение в ряде независимых исследований ученых, в частности в работах Болдырева Г.Г. [127], Муйземнека А.Ю. [128], Мангушева Р. А. [129], Строковой Л.А.[130] Арефьева Д.В. [131], Макридина Н.И., Валева Д.Н. [132-133] и др., а также в диссертационном исследовании Ганюкова А.А.[134].

В ряде фундаментальных работ исследователей, в частности Болдырева Г.Г., Муйземнека А.Ю., Арефьева Д.В. [135-137], была произведена верификация идентификационных параметров моделей грунтов на базе лабораторного комплекса НПП «Геотек». Исследования охватывали как условия компрессионного, так и трехосного сжатия с последующим проведением сравнительного анализа данных натурального эксперимента и численного моделирования в программных средах LS-DYNA и ANSYS. Установлено, что при реализации условий компрессионного сжатия на основе нелинейных моделей деформирования (включая модели Крейга, Швея-Мюрера, CamClay и др.) средний уровень расхождения расчетных и экспериментальных величин достигает 42%, что подчеркивает сложность адекватного математического описания нелинейных процессов в грунтовых массивах.

В работе Ганюкова А.А.[64, с.138-139] проводились исследования НДС грунта от действия опор однопролетного путепровода на основе нелинейной модели деформирования Друкера-Прагера. Было установлено, что для экспериментального компрессионного сжатия грунта и моделирования в ANSYS по модели Друкера-Прагера. Средний процент расхождения составил 37,5%, что демонстрирует хорошие результаты сходимости модели Друкера-Прагера с экспериментальными исследованиями.

Анализ совокупности полученных в ходе исследования результатов позволяет констатировать обоснованность выбора принятой расчетной схемы, при этом используемая математическая модель в полной мере адекватно отражает специфику функционирования грунтового основания под нагрузкой. Наличие высокой степени корреляции между аналитическими выкладками и результатами численного моделирования объективно свидетельствует о

достоверности произведенных расчетных операций, что, в свою очередь, подтверждает правомерность экстраполяции данного методического подхода на задачи по оценке напряженно-деформированного состояния оснований модульных путепроводов в рамках дальнейшего проектирования

5.5 Монтаж путепровода крановым способом

5.5.1 Средства и оборудование монтажа

Модульный путепровод доставляется на место его установки и подвергается временному складированию, при этом под временным складированием в данном случае понимается не просто остановка транспортируемого сооружения в зоне производства работ, а совокупность подготовительных операций, включающих освобождение конструкции от буксировочного устройства, отъезд тягача, организацию монтажной площадки, размещение отправочных элементов в пределах зоны действия грузоподъемного оборудования и подготовку сооружения к последующему переводу из транспортного положения в эксплуатационное.

Для сборки модулей 1, 2, 3 (рисунки 2.4, 2.5), которые в дальнейшем в тексте настоящего подраздела рассматриваются как отправочные модули ОМ-1, ОМ-2 и ОМ-3, подбирается кран для подъема грузов весом до 41 т с максимальным вылетом стрелы $L = 9$ м и с наибольшей высотой подъема крюка $H_k = 9,5$ м, при этом фактическая длина стрелы принимается $L_c = 22$ м, что обеспечивает возможность выполнения подъемно-монтажных операций в пределах рассматриваемой строительной площадки без необходимости принципиального изменения общей монтажной схемы [38, с.3].

В качестве основного грузоподъемного средства выбирается автомобильный кран с много моторным приводом и с гибкой подвеской стрелового оборудования. Указанный кран должен быть оснащен основной решетчатой жесткой стрелой длиной 10 м и тремя сменными удлинненными стрелами длиной 14–28 м. Крановое оборудование должно быть смонтировано на трехосном автомобиле, что обеспечивает мобильность монтажного комплекса, возможность его перемещения к месту установки сооружения и выполнение работ в стесненных условиях [38, с.4].

При выполнении крановых подъемов и переносе конструктивных элементов применяются такелажные приспособления, выбор которых определяется массой, габаритами и конфигурацией монтируемых элементов. Подъем должен осуществляться с использованием стропов и траверс, обеспечивающих равномерное распределение усилий, устойчивое положение отправочных марок в процессе перемещения и исключение возникновения недопустимых местных деформаций в элементах конструкции.

Перед монтажом путепровода его необходимо разобрать на модули, разъединив транспортные замки, которые обеспечивают сцепку отдельных частей путепровода между собой, во время транспортировки (Рисунок 5.17). Транспортные замки представляют собой разъемные соединительные устройства, выполненные на базе разрезных швеллеров (Рисунок 5.17, позиции 16 и 22), соединяемых между собой с использованием фланцевых пластин и

Средние опорные узлы обеспечивают междузловую передачу усилий, центровку и пространственную фиксацию элементов, что является критически важным аспектом на этапах транспортирования, монтажа и последующего демонтажа сооружения.

Проектное решение указанных соединительных элементов обеспечивает жесткое соединение отправочных модулей, а также технологическую последовательность их безопасного разобщения при переходе к монтажным операциям без потери эксплуатационного ресурса соединений. Реализация данных узлов на базе болтовых разъемных соединений (с включением швеллеров, фланцевых пластин и высокопрочного крепежа) позволяет достичь требуемых показателей несущей способности и гарантирует повторяемость циклов сборки-разборки при многократном использовании модульного путепровода.

5.5.2 Конструктивные решения монтажных элементов

Конструктивные решения отправочных марок и монтажных элементов (рисунок 2.4) предусматривают укрупнение отдельных частей сооружения в монтажные единицы, удобные для транспортировки, складирования, кранового подъема, временного закрепления, последующей выверки и окончательного соединения в единую пространственную конструкцию путепровода.

Принимается следующая классификация отправочных модулей:

ОМ-1 – одиночный металлический элемент, соответствующий позиции 2 на рисунках 2.5 и 2.6, представляющий собой вертикальные стойки из прокатного двутавра;

ОМ-2 – пространственный металлический блок, соответствующий позиции 1 на рисунке 2.5, то есть верхняя ортогонально-ориентированная часть проезжей платформы (верхняя «крышка»);

ОМ-3 – пространственный блок, соответствующий позиции 3 на рисунках 2.5 и 2.6, то есть наклонно-ориентированный модуль в виде пространственной трапециевидной фермы, формирующий левое и правое крыло сооружения.

К конструктивным решениям отправочных марок и монтажных элементов относятся следующие элементы.

Отправочная марка ОМ1 (Рисунки 2.5, 2.6, поз. 2) – одиночный металлический элемент, выполненный из прокатного двутавра №50 длиной 2,7 м с фланцевыми прямоугольными листами на верхних концах (лист 50×260×14 мм) для монтажной стыковки с пространственным блоком (Рисунки 2.5, 2.6, поз. 1). Указанный элемент в принятой классификации предназначен для восприятия нагрузок от вышележащего пространственного блока, передачи усилий на опорную железобетонную подушку и обеспечения геометрической неизменяемости центральной части конструкции в период монтажа и эксплуатации.

Отправочная марка ОМ2 (Рисунок 2.5, поз. 1) – верхний пространственный металлический блок, состоящий из вертикальных элементов длиной 1,15м, выполненных из прокатного двутавра №30; из коротких продольных ребер жесткости длиной 1,3м, выполненных из листа 140×30; из

крестовых связей на обоих торцах блока, образующих связевые ячейки 1,2×2,3 м; из стального листа проезжей части размером 8,4×4,0м толщиной 20мм. Данный элемент основной пространственный блок проезжей части, который в эксплуатационном положении работает совместно с опорными элементами и наклонными модулями, воспринимает нагрузки от транспортных средств и передает их на систему опирания [38, с.4].

Отправочная марка ОМЗ (Рисунки 2.5, 2.6, поз. 3) – пространственный блок, состоящий из двух стальных ферм трапециевидного очертания, стержни поясов и решетки которых образованы из спаренных уголков, соединенных в тавр различного калибра, с зазором между уголками для фасонки узлов ферм 20мм; стального листа проезжей части толщиной 20мм размером 3,8×4,0м. При этом для обеспечения пространственной жесткости, так же как и элементы блока ОМ-2, элементы блока ОМ-3 соединены между собой системой связей по верхним и нижним поясам в виде продольных, поперечных балок и крестовых плоских ячеек. Указанные элементы образуют левое и правое крыло сооружения и в эксплуатационном положении выполняют функции наклонно-ориентированных модулей проезжей части [38, с. 2].

Короткие сваи С4-30 (4 шт.) длиной 2,0-4,0м (Рисунок 2.5, позиция 9). Эти элементы служат основанием для устройства свайных фундаментов под опоры отправочных марок ОМ-1 и обеспечивают передачу усилий от центральной части сооружения на грунтовое основание.

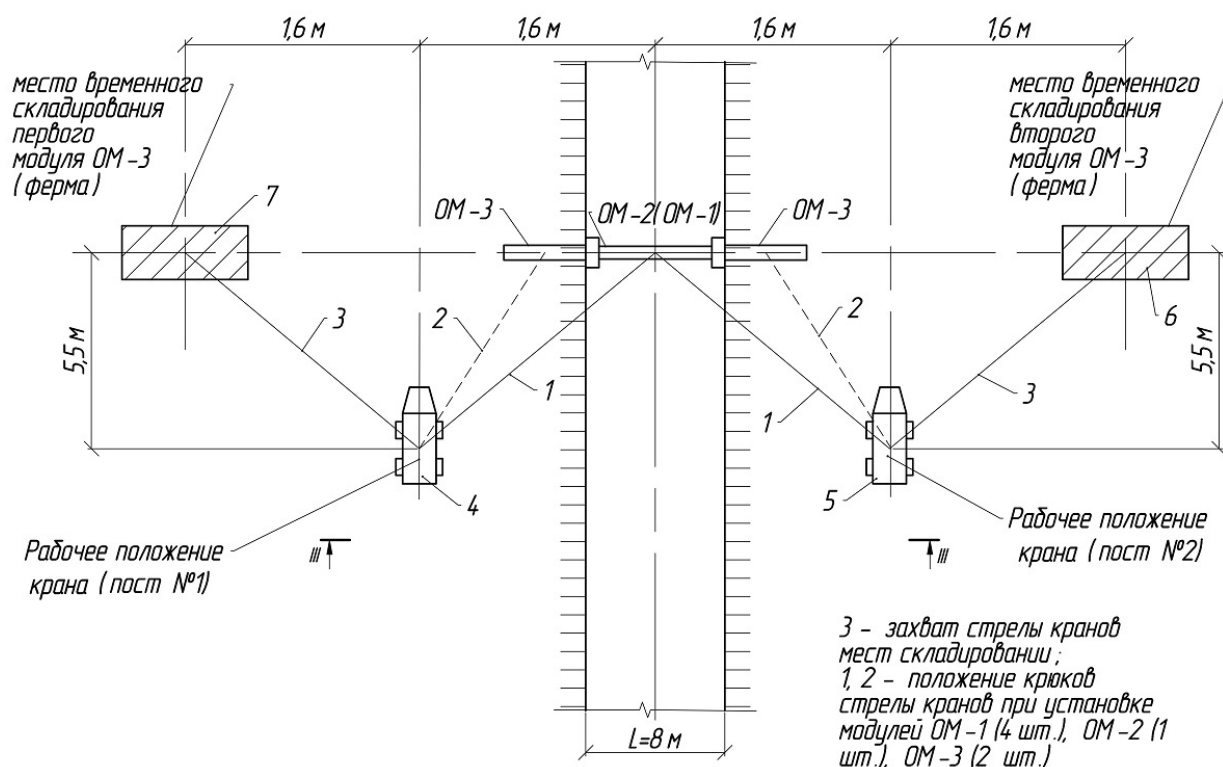


Рисунок 5.18 – Схема установки модулей путепровода в эксплуатационное положение (см. совместно с рисунком 2.4)

монтажную зону, их выгрузку, размещение в позициях временного складирования и подготовку к последовательному монтажу;

б) Страховка конструкций – операции по креплению конструкций через такелажные приспособления к крюку автомобильного крана с последующей расстроповкой, то есть освобождением конструкций от крюка крана после установки конструкций в проектное (эксплуатационное) положение (Рисунок 5.18). Данная операция обеспечивает безопасное перемещение элементов, их точное наведение в проектное положение и снятие грузозахватных приспособлений только после обеспечения устойчивости конструкции;

в) Временное закрепление конструкции с помощью системы временных демонтируемых связей и распорок, установленных в вертикальных плоскостях сооружения. Эта операция необходима для обеспечения устойчивости элементов на промежуточных стадиях монтажа до образования окончательной пространственной схемы;

г) Подъем и подача конструкций к месту установки с помощью автомобильного крана с применением стрел, траверс, строп (Рисунок 5.19, посты №1, 2; позиции 4, 5; рисунок 10). Здесь речь идет о непосредственном выполнении крановых операций по перемещению элементов из места складирования в проектное положение;

д) Выверка конструкций: визуальная и инструментальная (теодолит, нивелир). Эта операция предусматривает контроль положения элементов в плане и по высоте, проверку вертикальности стоек, отметок верхних узлов и геометрии сопряжения отправочных марок;

е) Временное закрепление конструкций, то есть их фиксация на монтажных болтах и на монтажной сварке. Эта операция обеспечивает сохранение проектного положения элементов до окончательного болтового соединения;

ж) Соединение сборных модулей между собой: модулей ОМ-1 с ОМ-2 и модуля ОМ-3 с ОМ-2 с помощью специальных автостепов или на высокопрочных болтах. Для надежной работы болтовых соединений их гайки надежно закручивают, создавая в болтах натяжение не менее 1,7 МПа (17 кг/см²). Под головки и гайки постоянных болтов обязательно ставят шайбы. Данное требование обеспечивает расчетную работу соединений, надежность передачи усилий и долговечность конструкции при многократных циклах сборки и разборки.

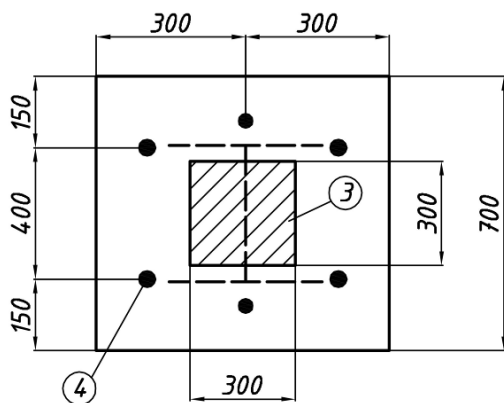
Общий порядок монтажа конструкции модульного путепровода в рамках основных операций описанных выше можно разделить на следующие этапы:

1. Доставка конструкции к месту установки осуществляется на собственном шасси прицепа. Перевозка выполняется с использованием тягача типа КамАЗ-44108 или КамАЗ-54115. Сцепка прицепа с тягачом осуществляется посредством специального жесткого буксирного устройства (Рисунки 2.3, 2.4, позиция 9). Отправочные модули представляют собой фермы в количестве двух штук. Они соединяются между собой задними (большими) торцами. В результате формируется единая пространственная конструкция. Она имеет форму симметричной трапециевидной фермы длиной 8,15м. Данная

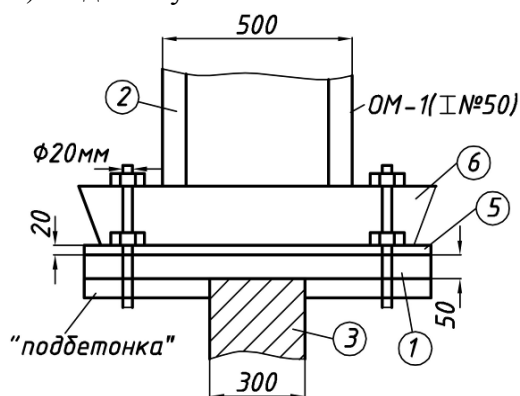
конструкция размещается на ходовой части (Рисунки 2.3, 2.4). В транспортном положении поверх основной фермы укладываются дополнительные элементы. К ним относятся один модуль (Рисунки 2.5, 2.6, позиция 1) и четыре модуля (Рисунки 2.5, 2.6, позиция 2). Все элементы надежно фиксируются для обеспечения устойчивости при транспортировке. Короткие железобетонные сваи типа С4-30 перевозятся отдельно. Их количество составляет четыре штуки. Длина свай варьируется от 2 до 4м. Поперечное сечение составляет 30×30 см. Сваи укладываются россыпью в кузове тягача.

2. Далее осуществляется устройство свайных фундаментов под опоры отправочных марок ОМ-1 (4 шт.). В сооружении применены призматические квадратные 30×30 см железобетонные сваи, С4-30 длиной 2-4м. Установка для забивки свай – сваебойная установка ЦНИИОМТП на автомобильном шасси с дизель-молотом. Сваи забиваются ударным методом в грунт по дну рва, траншеи, котлована (Рисунок 2.6, позиция 9, Рисунок 5.19). После забивки свай до их отказа оголовок (оставшуюся верхнюю часть сваи) срезают и выполняют прямоугольную в плане железобетонную опорную подушку для установки отправочных модулей ОМ-1 (Рисунок 5.20).

а) План



б) Вид сбоку



- 1 – железобетонная подушка толщиной 50мм;
- 2 - прокатный двутавр № 50 (ОМ-1);
- 3 – квадратная железобетонная свая (300х300х4000 мм);
- 4 – анкера Ø20мм; 5- металлическая пластина с толщиной 20мм;
- 6 – траверса опорного башмака ОМ-1.

Рисунок 5.20 – Конструкция опорного башмака сваи

3. Установка отправочных марок ОМ-1 (Рисунки 2.5, 2.6, позиция 2, рисунок 5.19), то есть нижней части ортогонально-ориентированного модуля путепровода. На опорную подушку свайного фундамента (Рисунки 2.5, 2.6, позиция 10, рисунок 5.20) устанавливаются краном с помощью строп, по отдельности, четыре элемента ОМ-1, которые раскрепляются временными распорками в четырех вертикальных плоскостях по периметру (рисунок 4, поз. 13) в виде труб-тяжей диаметром 18×6 мм в двух уровнях: нижний уровень – 1,5м от уровня дна траншеи, или рва, или котлована; верхний – 1,0м от нижнего

уровня. Жесткое защемление низа элементов ОМ-1 с опорной железобетонной подушкой обеспечивается с помощью 6 болтов диаметром 20мм через траверсы металлического «башмака» ОМ-1 (Рисунок 5.20, позиция 6). Эта операция играет ключевую роль в формировании центральной опорной части сооружения [38, с.4].

4. Далее осуществляется установка отправочной марки ОМ-2, то есть верхней части («крышки») ортогонально-ориентированного модуля проезжей части. На смонтированные нижние стойки сооружения ОМ-1 методом наращивания с помощью специальной траверсы (Рисунок 5.19, позиция 9) устанавливается отправочная марка (ОМ-2), которые соединяются в единую жесткую конструкцию (Рисунок 2.5). По смыслу технологии эта операция завершает формирование центрального ортогонально-ориентированного модуля путепровода [38, с.4].

5. Монтаж отправочных марок ОМ-3 (левое и правое крылья сооружения – наклонно-ориентированные модули проезжей части) выполняется после складирования конструкций путепровода, доставленного на место установки в транспортном положении (Рисунки 2.3, 2.4, позиция 3). Необходимо подготовить элементы ОМ-3 – трапециевидные фермы. Они подготавливаются для установки в эксплуатационное положение (Рисунки 2.5, 2.6, 5.19). Для этого на месте складирования разъединяют «спаренные» вместе левое и правое крылья наклонно-ориентированных модулей. С этой целью снимают верхний (Рисунки 2.3, 2.4, позиция 7) и нижний (Рисунки 2.3, 2.4, позиция 8) транспортные замки. Развинчивают специальные болтовые соединения М14. Транспортные замки выполняют роль разъемных фиксаторов. Они обеспечивают объединение крыльев в транспортном положении и их последующее разъединение перед монтажом [38, с.5].

6. Далее с помощью автомобильного крана со стрелой на такелажном приспособлении (траверса) переносят левое и правое крылья (Рисунок 5.18, «пост» крана №1, 2, позиции 4, 5; положение стрелы крана – позиция 2) к месту их соединения со смонтированными ранее модулями ОМ-1 и ОМ-2 (Рисунок 5.19). Эта операция требует точного наведения крыльев в узлы сопряжения с центральным блоком.

Далее необходимо убрать колеса шасси на модулях ОМ-3 (Рисунки 1, 2, поз. 4), то есть выполнить поворот на 60° поворачиваемых участков осей ходовой части в положение «вверх». Для этого с помощью механических домкратов, установленных под осями шасси (Рисунки 2.3, 2.4, позиция 3), «поддомкрачивают», то есть поднимают, оси шасси на 20–25 см от поверхности земли, «снимая» тем самым нагрузку от веса конструкций (Рисунки 2.5, 2.6, позиция 3) на оси шасси. Затем с помощью поворотных шарниров (Рисунки 2.8, 2.10) и тросов для подъема колес (Рисунок 2.7, позиция 15; рисунок 2.9, позиция 11), применяя механические лебедки, укрепленные на нижних поясах ферм отправочных марок ОМ-3 (Рисунки 2.7, 2.9), производят требуемые подъемы всех четырех колес шасси каждого из крыльев (левое и правое) на 60° [38, с.5].

До описанного здесь процесса поворота колес шасси необходимо освободить участок его оси вместе с ездовыми колесами для возможности его свободного поворота. Для этого (Рисунок 2.8, позиция 22; рисунок 2.10, позиция 15) освобождают горизонтальные шпильки поворотных устройств на поворотных и неповоротных осях шасси, развинтив для этой цели соответствующие болтовые соединения М16 и М20 путем «снятия» одной из концевых гаек в узлах поворота (Рисунки 2.8, 2.10). Данная операция является обязательной, поскольку без освобождения указанных фиксаторов невозможен сам поворот колес в верхнее положение.

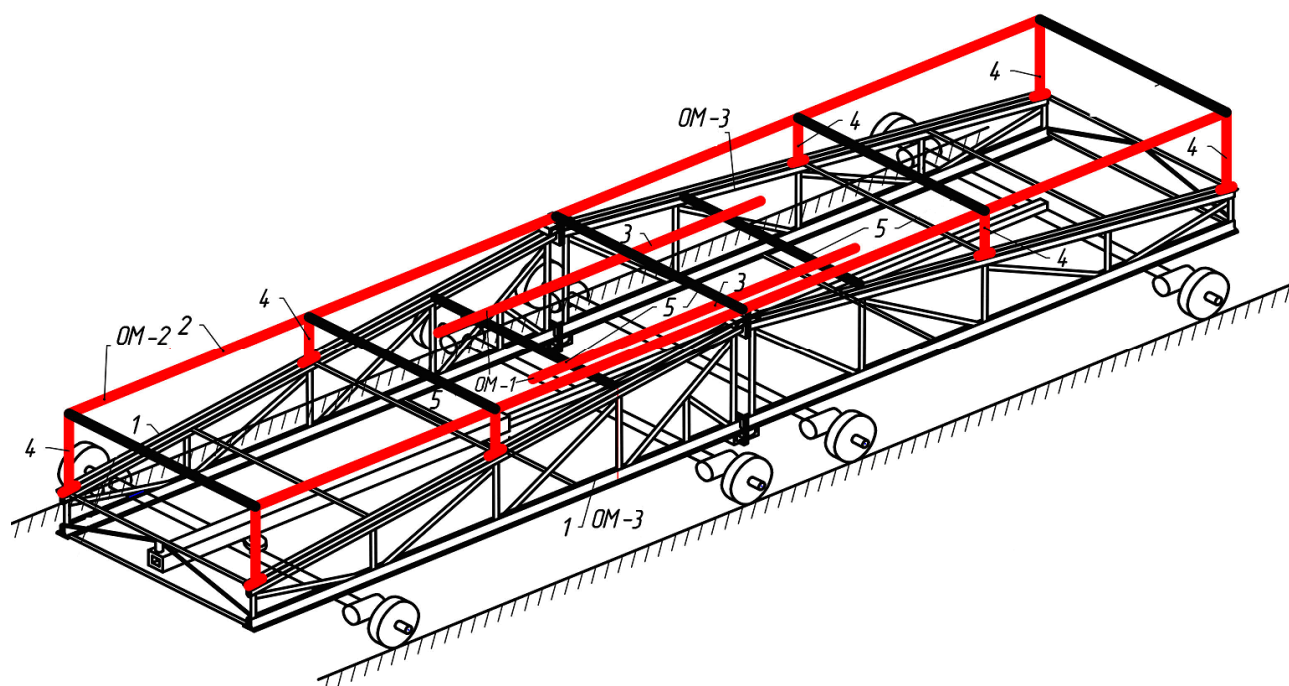
После поворота ездовых колес и установки их в нейтральное (ненагруженное) положение с помощью «снятия» домкратов элементы ОМ-3 (Рисунок 2.5, позиция 3) «опускают» на поверхность земли, то есть обеспечивают «посадку» конструкций левого и правого крыла ОМ-3 в эксплуатационное положение. Далее с помощью болтовых соединений или с применением специальных автостепов на высокопрочных болтах жестко соединяют в единое целое отправочные марки ОМ-1, 2 и ОМ-3 (их левое и правое крылья). Таким образом, завершается формирование общей пространственной схемы сооружения.

7. Завершение установки сооружения в эксплуатационное положение. После монтажа и соединения всех несущих конструкций модульного путепровода (отправочные марки ОМ-1, 2, 3) в единое целое сооружение (Рисунки 2.5, 2.6) поверху укладывается «одежда» проезжей части из «протектированной» резины. Вдоль проезжей части устанавливаются необходимые ограждения конструкции для страховки движения подвижного транспорта. Для обеспечения надежного въезда на сооружение и съезда с него устанавливаются с обеих его сторон въездные и съездные железобетонные аппарели (Рисунок 2.5, позиция 6). На этом перевод путепровода в эксплуатационное положение считается законченным [38, с.6].

8. После необходимого периода эксплуатации путепровода, для его демонтажа необходимо обратно перевести его из эксплуатационного положения (Рисунки 2.5, 2.6) в транспортное (Рисунки 2.3, 2.4). Для этого весь процесс, который соответствовал процедуре перевода из транспортного положения в эксплуатационное, повторяют в обратном порядке. В заключение снимают ограждающие конструкции и «одежду» с проезжей части сооружения. Иными словами, демонтаж осуществляется путем поэтапного обратного воспроизведения всех монтажных операций, начиная с удаления элементов, относящихся к обеспечению эксплуатации, и заканчивая формированием транспортной компоновки [38, с.5-6].

Порядок демонтажа путепровода следующий. Сначала разъединяют модули (ОМ-2) и (ОМ-3). Для этого снимают болтовые соединения, скрепляющие их в эксплуатационном положении. При этом освобождаются узлы сопряжения центрального блока и наклонных крыльев сооружения. Затем устанавливают колеса ходовой части в рабочее положение с помощью поворотных шарниров (Рисунки 2.8, 2.10). Участки поворачиваемых осей закрепляют с помощью соответствующих замков (Рисунки 2.8, 2.10, позиции

15, 22) с применением болтовых соединений М16 и М20. Предварительно оси шасси поддомкрачивают. После этого домкраты снимают. Далее с помощью автомобильного крана соединяют, то есть спаривают, левое и правое крылья (ОМ-3) в транспортное положение (Рисунки 2.3, 2.4). Соединение выполняют с помощью верхнего и нижнего транспортных замков (Рисунки 2.3, 2.4, позиции 7, 8). При этом транспортные замки используются как основные разъемные элементы фиксации крыльев в транспортной схеме. Далее с помощью крана разъединяют модули ОМ-1 и ОМ-2. После этого их укладывают на верх спаренных модулей ОМ-3 (Рисунок 5.21, позиции 2,3, Рисунки 2.3, 2.4, позиции 13, 14).



- 1 - наклонно-ориентированный модуль ОМ-3 (стальные фермы);
- 2 - верхняя часть ортогонально-ориентированного модуля ОМ-2 (I №50);
- 3 - нижняя часть ортогонально-ориентированного модуля (стойки) ОМ-1 (I №50);
- 4 - транспортные стойки;
- 5 - временные транспортные распорки

Рисунок 5.21 – Транспортировка элементов ОМ-1 и ОМ-2 ортогонально-ориентированного модуля "поверху" в транспортном положении

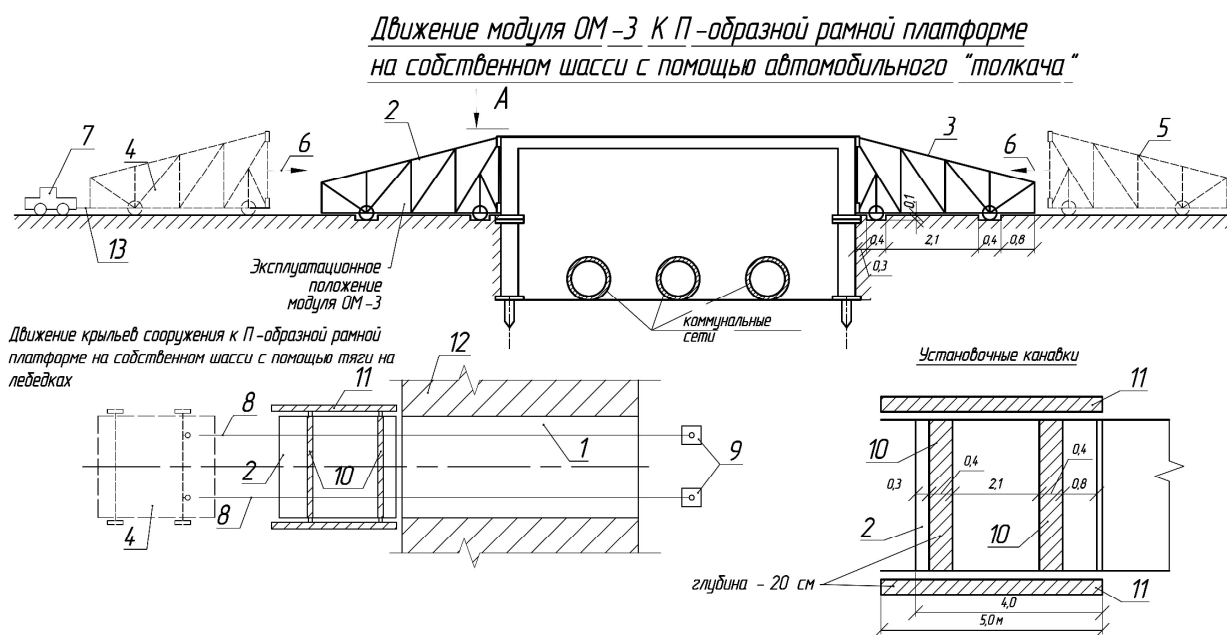
Эта операция восстанавливает компоновку, в которой конструкция перевозится к новому месту эксплуатации. Через буксировочное устройство (Рисунок 2.3, позиция 9) на прицепе буксируют сооружение с места эксплуатации. Затем выполняют его доставку на новое место эксплуатации или место хранения. Тем самым цикл использования модульного путепровода завершается. Конструкция подготавливается к новому циклу монтажа.

На рисунке 5.21 представлена схема собранного путепровода в транспортном положении после сборки всех отправочных модулей. Показано расположение наклонно-ориентированного модуля ОМ-3 (позиция 1), верхней части ортогонального модуля ОМ-2 (позиция 2) и нижней части модуль – ОМ-1

(позиция 3) (стойки). Также обозначены транспортные стойки (позиция 4) и временные распорки (позиция 5), которые обеспечивают жесткость и неизменяемость геометрии конструкции при перевозке. Фактически элементы укладываются «пакетом» поверх ходовой части, что уменьшает габариты и упрощает доставку.

5.6 Монтаж способом надвигки

Данный вариант монтажа может использоваться как «запасной» наряду с основным видом монтажа крановым способом. По сути, это альтернативная технология, которая применяется в тех случаях, когда использование крана затруднено или требуется более поэтапная сборка конструкции [38, с.5].



1 - смонтированный ортогонально-ориентированный модуль (ОМ-1+ОМ-2); 2 - эксплуатационное положение левого крыла наклонно-ориентированного модуля (ОМ-3); 3 - то же, правое крыло; 4 - начальное положение левого крыла; 5 - начальное положение правого крыла; 6 - направление движение крыльев; 7 - толкач (автомобиль или трактор); 8 - тяговые троса; 9 - механические лебедки; 10 - поперечные канавы глубиной 20 см для шасси фермы; 11 - продольные канавы (колея глубиной 20 см) для ходовой части; 12 - ремонтная траншея; 13 - жесткий буксир.

Рисунок 5.22 – Способ надвигки при установке наклонно-ориентированного модуля

В этом случае к уже смонтированной обычным крановым способом (методом наращивания) ортогонально-ориентированной платформе (Рисунок 5.22, позиция 1) присоединяются два крыла наклонно-ориентированного модуля. Эти элементы выполнены в виде трапециевидных ферм и образуют левое (Рисунок 5.22, позиция 2) и правое (Рисунок 5.22, позиция 3) крылья сооружения. Таким образом, формируется полная эксплуатационная схема

путепровода: центральная несущая часть и два въездных наклонных модуля [38, с.5].

Порядок монтажа рассматривается на примере левого крыла, поскольку правое крыло устанавливается полностью аналогично, что обусловлено симметрией конструкции и одинаковыми условиями работы элементов.

Левое крыло на собственном шасси подтягивается к месту установки с помощью буксира (Рисунок 5.22, позиция 4). Перед этим в зоне примыкания к уже смонтированному модулю (Рисунок 5.22, позиция 1) предварительно устраиваются продольные (Рисунок 5.22, позиция 11) и поперечные (Рисунок 5.22, позиция 10) канавы. Эти канавы предназначены для фиксации колес и осей шасси в процессе надвигки и после достижения проектного положения, что исключает смещение конструкции и обеспечивает точную геометрию установки.

На рисунке 2.22 показана общая схема процесса надвигки: центральный модуль (позиция 1), начальное положение крыла (позиция 4), его конечное положение (позиция 2), направление движения (позиция 6), а также элементы тяговой системы – тросы (позиция 8), лебедки (позиция 9) и толкающее устройство (позиция 7). Отдельно показаны канавы (позиции 10, 11), которые играют роль направляющих и фиксирующих элементов.

Далее к начальному положению левого крыла сооружения (Рисунок 5.22, позиция 4) присоединяются два тяговых троса диаметром 12мм (Рисунок 5.22, позиция 8) длиной до 20м. Использование двух тросов позволяет обеспечить более равномерное перемещение и исключить перекося конструкции. С помощью механических лебедок или другого тягового средства выполняется надвигка левого крыла в эксплуатационное положение (Рисунок 5.22, позиция 2). В процессе перемещения оси и колеса шасси направляются и фиксируются по линиям продольных и поперечных канав (Рисунок 5.22, позиция 10, 11), что обеспечивает устойчивость и точность позиционирования.

Дальнейшие операции по установке наклонно-ориентированной ездовой платформы выполняются аналогично монтажу крановым способом (см. раздел «4» данного проекта, Рисунки 10, 11). То есть после достижения проектного положения начинается стадия окончательной сборки и закрепления.

Оси шасси поддомкрачиваются с использованием поворотных устройств (Рисунки 7, 8), после чего ездовые колеса наклонно поднимаются вверх и выводятся из работы. Это необходимо, чтобы в эксплуатационном режиме нагрузка передавалась через конструктивные элементы путепровода, а не через ходовую часть. Затем сборочный модуль «2» (Рисунок 5.22) соединяется болтовыми соединениями с П-образной ездовой платформой «1» (Рисунок 5.22), формируя единую пространственную систему [38, с.6].

При необходимости тяговые усилия от лебедок могут быть заменены «толкачом» – автомобилем или колесным трактором. В этом случае предварительно фиксируется (застопоривается) передняя поворотная ось шасси, чтобы исключить отклонение траектории движения. Далее с помощью «толкача» (Рисунок 5.22, позиция 7) и через жесткое буксирное устройство (Рисунок 5.22, позиция 13) выполняется надвигка (фактически толкание)

сборного модуля «2» (Рисунок 5.22) в его эксплуатационное положение (Рисунок 5.22, позиция 4). Такой способ проще по оснащению, но требует более аккуратного контроля движения.

Способ надвигки позволяет выполнять монтаж модулей путепровода без применения тяжелой крановой техники, за счет использования собственных шасси и тяговых устройств. Основное его преимущество – технологическая гибкость и возможность работы в стесненных условиях. При этом ключевыми факторами надежности являются правильная подготовка направляющих канав, равномерность тяговых усилий и точность фиксации конструкции в проектном положении.

5.7 Подбор подъемно-транспортного оборудования

Сложность подбора монтажной техники обусловлена необходимостью сопоставления парка машин, обладающих схожими базовыми характеристиками, но различающихся по своим технико-экономическим показателям. Ключевыми параметрами, определяющими эффективность эксплуатации кранов, являются их грузоподъемность и производительность, а также геометрические характеристики рабочего оборудования, включая вылет и высоту подъема крюка, длину стрелы и радиус поворота платформы. Наряду с мощностью силовой установки, существенное значение имеют скоростные режимы (подъем, вращение, передвижение), при этом параметры базы, колеи и габариты хвостовой части платформы определяют не только устойчивость и прочность конструкции, но и возможность безопасного маневрирования в стесненных условиях строительной площадки [138].

Выбор крана произведем на основе монтажной схемы (Рисунок 5.19, рисунок 2.5) и весов монтажных элементов (Приложение Б). На рисунке 5.23 показано положение стрелового автомобильного крана при возведении конструкций ортогонально–ориентированного модуля путепровода по отношению его к положению открытой траншеи.

Требуемая грузоподъемность крана Q_k определяется суммой масс монтируемого элемента, монтажной оснастки и грузозахватных устройств [138, с.535]:

$$Q_k = Q_{\text{э}} + Q_{\text{ос}} + Q_{\text{сп}} \quad (5.12)$$

где $Q_{\text{э}} = 10,3\text{т}$ – максимальная масса монтируемого элемента (модуль ОМ-3); $Q_{\text{ос}} = 1,05\text{т}$ – масса монтажной оснастки; $Q_{\text{сп}} = 0,15\text{т}$ – масса грузозахватных устройств.

По формуле (5.12) получаем:

$$Q_k = 10,3 + 1,05 + 0,15 = 11,2\text{т}; \quad Q_k = 11,2\text{т}.$$

Высота подъема крюка H_k определяется исходя из геометрических условий монтажа (Рисунок 5.23) [139]:

$$H_k = h_0 + h_z + h_3 + h_c, \quad (5.13)$$

где $h_0 + h_z = 1,5\text{ м}$ – превышение места установки конструкции над уровнем стоянки крана плюс запас по высоте (по требованиям безопасности); $h_3 = 1,15\text{ м}$ – высота монтируемого элемента; $h_c = 5\text{ м}$ – высота страховки в рабочем положении от верха монтируемого элемента до крюка крана. По формуле (5.13) получим:

$$H_k = 1,5 + 1,15 + 5 = 7,65\text{ м}.$$

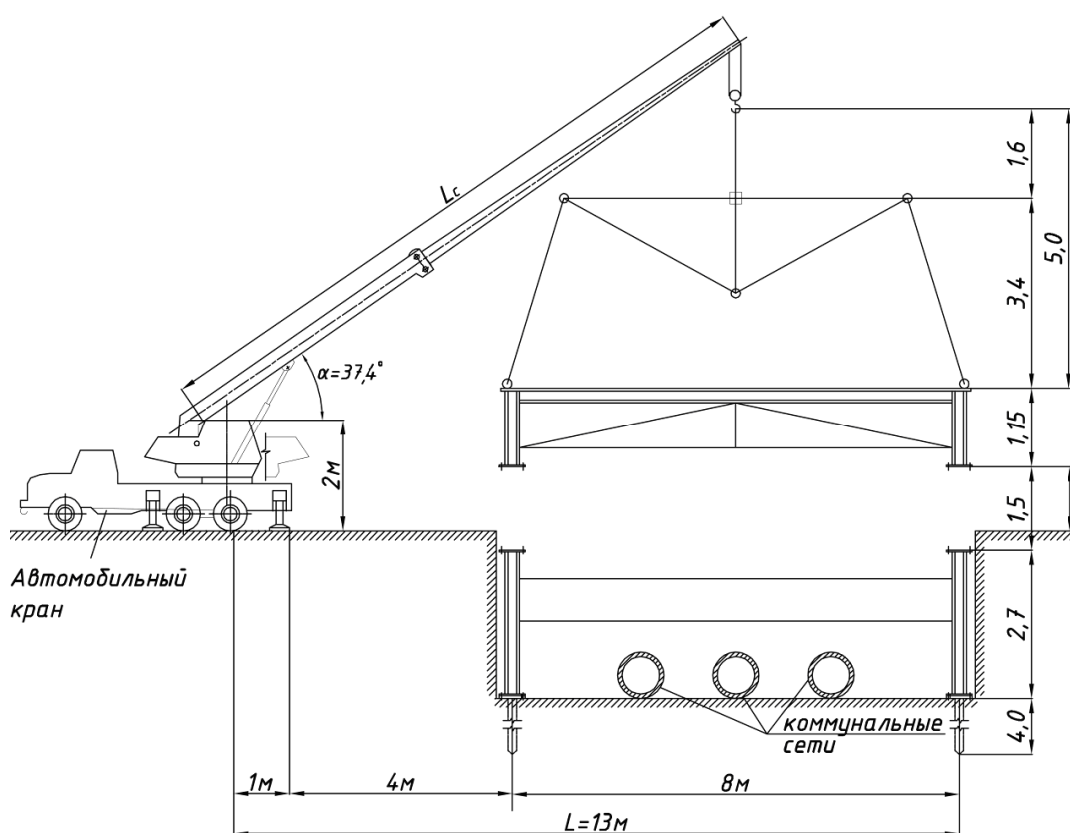


Рисунок 5.23 – К выбору монтажного крана

Наименьший вылет стрелы крана для монтажа модуля ОМ-2 (Рисунок 5.23) определяется по формуле:

$$L = l + K + B, \quad (5.14)$$

где $l = 1\text{ м}$ – половина колеи автомобильного крана; $K = 4\text{ м}$ – расстояние от опоры крана до подошвы крана; $B/2 = 4\text{ м}$ – половина ширины подошвы траншеи.

По выражению (5.14) для монтажа ОМ -2 получим:

$$L = 1 + 4 + 4 = 9; L = 9 \text{ м}.$$

Наименьшая длина стрелы крана определяется углом наклона стрелы [138, с. 549]:

$$\operatorname{tg} \alpha = \sqrt[3]{2(H_0 - h_c)/(b + 2S)}, \quad (5.15)$$

где $H_0 = h_0 + h_2 + h_3 = 1,5 + 3 = 4,5 \text{ м}$ – сумма превышения монтажного горизонта над уровнем стоянки; h_3 – запас по высоте (на строповку, наведение, безопасность); $h_c = 2 \text{ м}$ – превышение уровня от оси крепления стрелы над уровнем стоянки; $b = 8 \text{ м}$ – длина монтируемого элемента ОМ-2; $S = 1,6 \text{ м}$ – расстояние от края монтируемых элемента до оси стрелы.

По выражению (5.15) получим:

$$\operatorname{tg} \alpha = \sqrt[3]{2(4,5 - 2)/(8 + 2 \cdot 1,6)} = 0,764.$$

Тогда

$$\alpha = \operatorname{arctg}(0,764) = 37,39^\circ.$$

Определяем необходимую допустимую длину стрелы по выражению [138, с. 550]:

$$L_c = (H_0 - h_c)/\sin \alpha + (b + 2S)/2 \cos \alpha. \quad (5.15)$$

По выражению (5.15) определим длину стрелы:

$$L_c = (4,5 - 2)/\sin 37,39^\circ + (8 + 2 \cdot 1,6)/2 \cos 37,39^\circ = 11,17 \text{ м}.$$

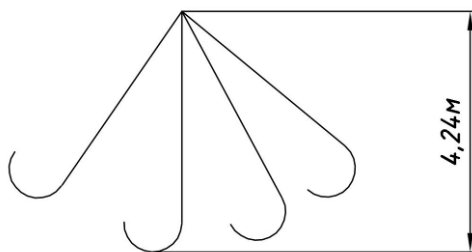
Таким образом, необходимая длина стрелы $L_c = 11,17 \text{ м}$.

По полученным расчетным значениям $Q_k = 11,2 \text{ т}$, $H_k = 9,5 \text{ м}$, $L = 9 \text{ м}$, $L_c = 11,7 \text{ м}$, может быть выбран любой автомобильный кран, удовлетворяющий этим минимальным параметрам. При этом кран должен быть с много моторным приводом и гибкой подвеской стрелового оборудования. Кран может оснащаться основной решетчатой (или коробчатой) жесткой стрелой длиной минимум 9 м, сменными удлиненными стрелами $9 \div 24 \text{ м}$ [38, с.6]. Крановое оборудование может быть смонтировано на трехосном авто шасси и быть снабжено выносными опорами для устойчивости при монтаже.

В качестве вспомогательных приспособлений и оборудования для монтажа элементов конструкции путепровода используются стропы и траверсы [138, с.602].

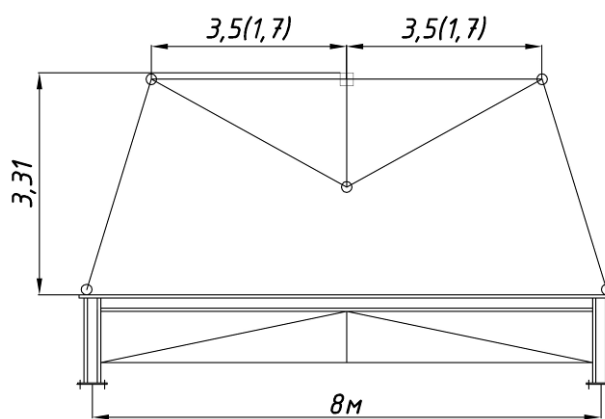
Для раскладки конструкций и позиционирования нижних секций стоек платформ (отправочные марки ОМ-1) принят четырехветвевой канатный строп типа 4СК, «ПИ Промстальконструкция», №21059м (Рисунок 5.24,а). Выбор данной схемы строповки обусловлен необходимостью обеспечения статической устойчивости пространственных рамных модулей при подъеме за счет равномерного распределения усилий между ветвями и минимизации рисков возникновения перекосов. Технические характеристики грузозахватного приспособления (грузоподъемность 3 т; собственная масса 88кг; расчетная высота 4,24м) полностью удовлетворяют технологическим условиям монтажа и гарантируют соблюдение требований безопасности при перемещении отправочных марок.

а) Строп канатный четырехветвевой



Грузоподъемность – 3 т;
 Масса – 88кг;
 Расчетная высота – 4,24м.

б) Траверса с центральным подвесом



Грузоподъемность – 10т;
 Масса – 1050кг;
 Расчетная высота – 3,31м.

Рисунок 5.24 – Монтажные траверсы

Для монтажа укрупненных пространственных блоков ОМ-2 (3,5×8м) и модулей ОМ-3 (3,5×4м) принята линейная грузоподъемная траверса с центральным подвесом «ПИ Промстальконструкция», №15964р-13 [140,141]. Использование распределительной балки с симметрично расположенными стропами позволяет оптимизировать углы наклона ветвей и исключить появление нерасчетных горизонтальных усилий в элементах конструкции. При расстоянии между точками строповки 8м и расчетной высоте системы 3,31м обеспечивается стабильное положение груза и высокая точность его наведения в проектный створ. Технические параметры траверсы (грузоподъемность 10 т, собственная масса 1050кг) полностью удовлетворяют требованиям по возведению рассматриваемой модульной системы, которым является путепровод.

5.8 Технология транспортирования путепровода и его оснащение средствами обеспечения безопасности

Модульный мобильный путепровод представляет собой сборно-разборную мостовую систему, состоящую из отдельных унифицированных модулей, соединяемых между собой при монтаже в единую несущую схему. В транспортном режиме конструкция собирается в компактную систему на собственной ходовой части и перемещается к месту работ тягачом на жесткой сцепке, а в эксплуатационном режиме разбирается и монтируется краном над траншеей. Такая схема принципиально отличает модульный путепровод от обычных временных мостов, поскольку перевозке подлежит не только само сооружение, но и комплект его отдельных отправочных элементов, ходовая часть, стойки, домкраты, опоры и другое вспомогательное оснащение.

Конструктивно модульный путепровод формируется из нижней части ортогонально-ориентированного модуля ОМ-1, верхней части ортогонально-ориентированного модуля ОМ-2 и наклонно-ориентированных модулей ОМ-3. В транспортной схеме элементы ОМ-1 и ОМ-2 укладываются поверх спаренных модулей ОМ-3 и фиксируются транспортными стойками и временными распорками, обеспечивающими жесткость и неизменяемость геометрии при перевозке (Рисунок 5.21). Наибольшая масса отдельного монтируемого элемента составляет 10,3 т, что относится к модулю ОМ-3. Следовательно, при разработке транспортной схемы для модульного путепровода необходимо исходить не из массы сооружения в целом, а из массы отдельных отправочных мест, их длины, положения центра тяжести, числа осей ходовой части и способа крепления модулей между собой в транспортном положении. Это связано с тем, что путепровод в транспортном положении может не иметь отправочных модулей ОМ-1 и ОМ-2, которые могут транспортироваться отдельно, с остальным дополнительным оборудованием путепровода (Рисунок 2.4).

С учетом модульности конструкции транспортировка путепровода должна осуществляться в режиме, при котором обеспечиваются допустимые нагрузки на оси, устойчивость автопоезда и безопасность движения по городской улично-дорожной сети. При этом размещение и крепление элементов должны обеспечивать устойчивость груза и транспортного средства в соответствии с требованиями п. 23.3 Правил дорожного движения Республики Казахстан, а также не должны нарушать управляемость и устойчивость автопоезда согласно п. 23.4 ПДД РК [142]. Основной перевозимой единицей является собранный транспортный пакет из двух модулей ОМ-3, на который укладываются элементы ОМ-1 и ОМ-2, железобетонные аппарели, временные распорки, ограждения и др. (Рисунок 2.1, рисунок 5.21), а также отдельно перевозимые комплектующие: короткие железобетонные сваи, домкраты, монтажные траверсы, инструменты и пр.

При этом транспортное положение модульного путепровода характеризуется конкретными габаритными параметрами, формируемыми схемой укладки модулей. В собранном транспортном положении длина конструкции определяется длиной спаренных модулей ОМ-3 и, как правило, составляет порядка 8–9 м, при этом при формировании автопоезда с тягачом и прицепом суммарная длина может достигать 16–22 м. Ширина транспортного

пакета определяется шириной колесной базой ходовой части и составляет около 4,5м (Рисунок 2.7), выходит за предельные значения, установленным нормативами (около 2,5–3,0 м). Высота транспортного положения формируется за счет укладки модулей ОМ-1 и ОМ-2 друг на друга и может достигать 3,5–4,0 м в зависимости от компоновки. Таким образом, транспортные габариты модульного путепровода выходят за границы допустимых, что требует специального обоснования схемы перевозки, как негабаритного груза.

Путепровод в транспортном положении относится к перевозке крупногабаритного и, в зависимости от схемы комплектации, тяжеловесного груза, его перемещение по дорогам общего пользования Республики Казахстан должно выполняться в соответствии с действующими нормативными требованиями. Согласно п. 23.5 Правил дорожного движения Республики Казахстан перевозка крупногабаритных и тяжеловесных грузов осуществляется с учетом специальных условий и ограничений, а также с обязательным оформлением разрешения в установленном порядке, а порядок организации такой перевозки дополнительно регламентируется Правилами перевозки крупногабаритных и тяжеловесных грузов. Транспортировка модульного путепровода должна назначаться с обязательной проверкой его фактических габаритов, поскольку в соответствии с действующими допустимыми параметрами автотранспортных средств в Республике Казахстан предельная ширина составляет 2,55м, предельная высота – 4,0м, а предельная длина автопоезда в составе тягача и прицепа (полуприцепа) – 24,0м. Превышении указанных значений перевозка должна осуществляться как крупногабаритная с оформлением специального разрешения [142, п. 23.5; 143].

Отсюда следует, что транспортировка модульного путепровода требует предварительного согласования маршрута на соответствие нормативным актам Республики Казахстан по массе и габаритам автотранспорта. В рамках подготовительного этапа обязательны анализ фактических осевых нагрузок, радиусов поворота и высотных ограничений (мосты, путепроводы и пр.) по всему пути следования. В условиях плотной городской застройки и насыщенной инженерной инфраструктуры приоритетом при выборе маршрута является не кратчайшее расстояние до объекта, а гарантированная проходимость и безопасность маневрирования автопоезда. Перевозка должна выполняться с сопровождением, при этом требования к сопровождению и применению автомобилей прикрытия устанавливаются действующими правилами перевозки негабаритных грузов.

Для буксировки модульного путепровода целесообразно применять современные седельные тягачи повышенной мощности и устойчивости. В качестве рационального варианта может быть принят КАМАЗ-65659-СА (Рисунок 5.25), который в актуальной линейке КАМАЗ оснащается двигателем КАМАЗ Р6 мощностью 482л.с., автоматизированной коробкой передач, системами EBS, ESP и ASR. Заявленная максимальная нагрузка на седельно-сцепное устройство составляет 16,5 т. Такой тягач целесообразен не только из-за запаса тягового усилия, но и из-за более современного комплекса активной безопасности по сравнению с ранее применявшимися моделями. При

необходимости движения по стесненным городским маршрутам или при повышенных требованиях к маневренности может быть рассмотрена и иная современная тяговая техника аналогичного класса, однако по совокупности параметров КАМАЗ-65659-СА является подходящим базовым вариантом для транспортировки модульного путепровода.



Рисунок 5.25 – Седельный тягач КАМАЗ-65659-СА

Отдельного внимания требует способ буксировки, при этом в соответствии с требованиями раздела 20 ПДД Республики Казахстан (пп.20.1–20.5) буксировка механических транспортных средств осуществляется с применением сцепки либо путем вывешивания передней части транспортного средства или частичной погрузки, что определяет необходимость применения жесткой сцепки для транспортирования модульного путепровода [142, пп.20.1–20.5]. При этом ходовая часть путепровода должна быть оборудована исправной тормозной системой, а также средствами надежного соединения с тягачом.

С учетом сказанного, транспортное положение модульного путепровода должно предусматривать обязательную установку дополнительного оборудования, при этом выступающие части груза должны быть обозначены в соответствии с требованиями п.23.2 ПДД Республики Казахстан. На буксируемой части должны быть установлены задние габаритные огни, стоп-сигналы, указатели поворота, световозвращающие элементы и контурная маркировка, что соответствует требованиям технического регламента ТР ТС 018/2011 «О безопасности колесных транспортных средств» [144].

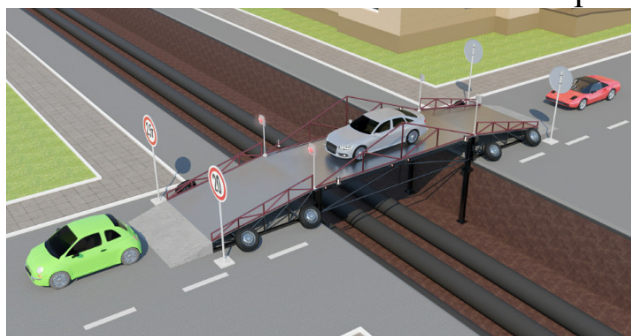


Рисунок 5.26 – Временные знаки, устанавливаемые перед путепроводом

Перед вводом в эксплуатацию путепровод должен быть оснащен средствами организации дорожного движения (Рисунок 5.26). Перед въездом на путепровод устанавливаются дорожные знаки ограничения скорости, запрета остановки и стоянки, а также предупреждающие знаки, информирующие о временном сооружении, в соответствии с требованиями ПДД Республики Казахстан и нормативных документов по организации дорожного движения.

Скорость движения по модульному путепроводу должна быть ограничена величиной 15-20км/ч, что обусловлено особенностями работы временной сборной конструкции, ограничением по ширине проезжей части в 2,5м, наличием стыков между модулями, динамическим воздействием транспортных средств и т.п. Ограничение скорости обеспечивает снижение ударных нагрузок на конструкцию, грунтовое основание и повышает безопасность движения транспорта.

Кроме дорожных знаков, путепровод должен быть оснащен эксплуатационными ограждениями, сигнальными элементами и средствами освещения. При работе в темное время суток необходимо применять дополнительное освещение зоны въезда и съезда, а также сигнальные фонари по периметру сооружения.

Для безопасной эксплуатации модульного путепровода следует предусматривать систему контроля технического состояния конструкции. Она включает проверку болтовых соединений, осмотр ходовой части, контроль исправности тормозной системы и элементов крепления модулей.

Транспортировка и эксплуатация модульного мобильного путепровода представляет собой решение комплексной инженерно-организационной задачи, включающую выбор тяговой техники, обеспечение нормативных условий перевозки, оснащение конструкции средствами безопасности и организацию дорожного движения.

5.9 Общая методика расчета путепровода

На основании проведенных аналитических и машинных экспериментальных исследований разработана методика расчета и проектирования модульного мобильного путепровода, учитывающая его конструктивные и эксплуатационные особенности. Рассматриваемый путепровод представляет собой сборно-разборную пространственную конструкцию, состоящую из отдельных унифицированных модулей, что определяет необходимость комплексного учета их совместной работы, транспортного положения и условий монтажа. Методика включает последовательное выполнение взаимосвязанных этапов расчета, направленных на обеспечение прочности, устойчивости, технологичности и безопасности эксплуатации путепровода. Данные этапы приведены ниже.

1. На первом этапе определяется масса конструкции и ее распределение по модулям, а также габаритные параметры путепровода в транспортном и эксплуатационном положениях. Общая масса путепровода составляет около 33,5т (Приложение Б) и распределяется между модулями ОМ-1, ОМ-2 и ОМ-3,

при этом наиболее тяжелым является модуль ОМ-3 (до 10,3 т). Формируется транспортный пакет из двух модулей ОМ-3 длиной около 8,15 м с укладкой остальных элементов. В транспортном положении длина составляет 8–9 м (до 16–22 м с тягачом), ширина около 4,5 м, высота до 3,5–4,0 м, что соответствует крупногабаритному грузу. В рабочем положении задаются габариты проезда и параметры аппарелей для движения транспорта со скоростью до 20 км/ч.

2. На втором этапе выполняется расчет ортогонально-ориентированного модуля несущей системы путепровода в эксплуатационном положении, которая представляет собой пространственную раму (Глава 3). Эта конструкция формируется из модулей ОМ-1 и ОМ-2, а также реакции влияния наклонных модулей ОМ-3, которые в сборе образуют пространственную расчетную схему. Реакции воздействия от модуля ОМ3 на ортогонально-ориентированный модуль (ОМ1+ОМ2) предварительно определяются из расчета ферм модуля ОМ3 (Приложение А). В процессе расчета ортогонального модуля определяются усилия в элементах, подбираются сечения, выполняются проверки прочности, жесткости и устойчивости. Отдельно анализируется работа узлов соединения, так как именно они обеспечивают совместную работу модулей. Важно обеспечить равномерное распределение усилий и исключить концентрации напряжений в местах стыков.

3. На третьем этапе рассчитывается ходовая часть путепровода в транспортном положении (Глава 3). Конструкция рассматривается как балочная система, воспринимающая собственную массу порядка 33,5 т с учетом динамического коэффициента $K_d=1,2$. Определяются изгибающие моменты и поперечные силы в осях, по которым подбираются их сечения. Установлено, что наибольшие усилия возникают в передней поворотной оси (до 0,14740 МН·м), тогда как в задних осях они ниже (около 0,11550 МН·м). Ходовая часть включает одну управляемую и три неуправляемые оси, а также механизмы подъема и поворота колес, обеспечивающие перевод конструкции в рабочее положение.

4. На четвертом этапе выполняется расчет взаимодействия опор путепровода с грунтовым основанием на основе аналитического подхода механики грунтов (Глава 4). Нагрузка от конструкции и транспорта передается через опоры модулей ОМ-3 на грунт, формируя локальное напряженно-деформированное состояние. В расчетах учитываются размеры опорной подушки (около 1 м), расстояние до края траншеи (около 4 м) и характеристики грунта. Основное внимание уделяется вертикальным напряжениям, так как горизонтальные усилия при таких условиях не являются определяющими.

5. На пятом этапе выполняется расчет взаимодействия опор путепровода с грунтовым основанием (Глава 5). Нагрузка от конструкции и транспорта передается через опоры модулей ОМ-3 на грунт, формируя локальное напряженно-деформированное состояние. В расчетах учитываются размеры опорной подушки (около 1 м), расстояние до края траншеи (около 4 м) и характеристики грунта. Основное внимание уделяется вертикальным напряжениям, так как горизонтальные усилия при таких условиях не являются определяющими. Проверяется несущая способность грунтового основания. При

расчетной погонной нагрузке $q=7,91$ т/м получено, что фактическая нагрузка 15,82т не превышает предельную 25,65т. Это показывает, что основание работает в допустимых пределах. При необходимости возможна корректировка размеров опорных подушек или их расположения.

Далее выполняется расчет местной устойчивости грунтового основания под опорными подушками путепровода. Расчет проводится по методике Н.Н. Соколовского для подушки шириной $b=1,0$ м при $q=0$ с учетом характеристик суглинистых грунтов. По результатам расчета предельная нагрузка составляет $P_{np}=25,65$ т, тогда как фактическая нагрузка от путепровода равна $P=15,82$ т. Проверка условия устойчивости показала, что основание работает в допустимых пределах, а коэффициент запаса $k=1,62$ соответствует нормативным значениям. Это подтверждает достаточную несущую способность и надежность грунтового основания под опорой путепровода.

6. На шестом этапе выполняется численная проверка полученных аналитических результатов в главе 4 с использованием конечно-элементного моделирования в программе ANSYS (Глава 5). Расчетная модель учитывает геометрию траншеи глубиной порядка 2–3 м, характеристики грунта и условия нагружения. В качестве модели грунта применяется упруго-пластическая модель Кулона–Мора, учитывающая параметры E , ν , C , φ и ψ . Сопоставление результатов аналитического и численного расчета показывает среднее расхождение порядка 37,55%, при этом в рабочем диапазоне напряжений отклонение не превышает 4%, что подтверждает корректность принятой расчетной схемы и достоверность полученных зависимостей.

7. На седьмом этапе разрабатываются решения по транспортировке, монтажу и демонтажу конструкции. Перевозка осуществляется тягачом на жесткой сцепке, монтаж – с применением автомобильного крана с учетом массы элементов до 10,3т. Используются траверсы, стропы и временные крепления. Определяется последовательность сборки модулей ОМ-1, ОМ-2 и ОМ-3, что обеспечивает устойчивость конструкции на всех стадиях монтажа.

Разработанная методика охватывает все основные аспекты работы модульного мобильного путепровода: от расчета конструкции до ее взаимодействия с грунтовым основанием и условий эксплуатации. Это позволяет обоснованно проектировать такие сооружения с учетом конкретных условий применения и требований к безопасности.

5.10 Технико-экономическое обоснование применения путепровода

Технико-экономическое обоснование (ТЭО) выполнено с целью оценки инвестиционной привлекательности и социально-экономической эффективности модульного мобильного путепровода. Основная задача – сравнение предлагаемой конструкции с традиционными методами организации движения при ремонте коммунальных сетей. В работе определяются капитальные и эксплуатационные затраты, рассчитывается предотвращенный ущерб от заторов, оцениваются ключевые показатели эффективности (срок

окупаемости, NPV, IRR, PI) и проводится анализ чувствительности проекта [145, 146].

Расчёты выполнены для рассмотренного в диссертации однополосного варианта модульного мобильного путепровода массой 35т (30 + 5т запас), шириной проезжей части 3,75–4,0 м и длиной пролёта 18–24 м. Продолжительность одного ремонтного цикла принята 45–90 суток (среднее 60 суток). Интенсивность движения на перекрываемой магистрали – 12–18 тыс. авт./сутки. Ставка дисконтирования – 12 %. Стоимость одного автомобиле-часа – 4500 тенге. Все цены соответствуют уровню 2026 года.

Сравнительный анализ подтвердил значительные преимущества однополосного мобильного путепровода. В отличие от объезда, где движение перекрывается на 45–90 суток, путепровод позволяет транспорту проезжать без остановки. По сравнению со стационарным временным сборно-разборным мостом, который может собираться 15-25 суток, путепровод быстрее монтируется и может многократно использоваться. При этом его удельная стоимость 1м² проезжей части существенно ниже. В итоге конструкция сочетает высокую мобильность, минимальное влияние на трафик и отличную окупаемость.

Капитальные затраты на изготовление одного комплекта однополосного модульного путепровода массой 35 тонн составляют 68–78 млн тенге (среднее значение – 73 млн тенге). В структуре затрат металлоконструкции рассчитываются как 35 т × (1,1–1,25 млн тенге/т с обработкой и покраской) = 45–50 млн тенге, ходовая часть и механизмы – 12–14 млн тенге, антикоррозионная защита, шины и гидравлика – 6–7 млн тенге, проектирование, испытания и сертификация – 5 млн тенге.

Затраты на один цикл эксплуатации (монтаж, транспортировка, демонтаж) составляют 3,8–4,8 млн тенге (среднее – 4,3 млн тенге). В эту сумму входят: монтаж и демонтаж = 2,4–3,0 млн тенге, транспортировка одним-двумя тягачами = 0,8–1,0 млн тенге, устройство временных аппарелей = 0,6–0,8 млн тенге.

Предотвращённый экономический ущерб за один цикл составляет 22–48 млн тенге (среднее значение – 34 млн тенге). Расчёт выполнен следующим образом: количество автомобилей за цикл = 60 суток × 15 000 авт./сутки = 900 000 авт.; дополнительное время при объезде = 12,5 мин/авто = 0,208 часа; потери от времени = 900 000 × 0,208 × 4500 ≈ 21,0 млн тенге; перерасход топлива и экологический ущерб – 11–13 млн тенге; итого 32–34 млн тенге (с учётом диапазона интенсивности – 22–48 млн тенге).

На основании выше изложенного в таблице 5.9. приведены основные технико-экономические показатели проекта.

Таблица 5.9 – Основные технико-экономические показатели путепровода

Показатель	Значение	Единица измерения
Капитальные затраты на 1 комплект	68–78	млн тенге

Затраты на один цикл эксплуатации	3,8–4,8	млн тенге
Срок службы	15–20	лет
Количество циклов за срок службы	25–35	циклов
Удельная приведённая стоимость 1 м ²	22–28	тыс. тенге/м ²
Срок окупаемости	6–11	месяцев
NPV (за 15 лет, 12 %)	320–480	млн тенге
IRR	34–42	%
Индекс прибыльности (PI)	2,8–3,6	-
Годовой экономический эффект (3 цикла/год)	85–130	млн тенге/год
Предотвращённый ущерб за один цикл	22–48	млн тенге

Срок окупаемости рассчитывается как отношение капитальных затрат к чистой годовой выгоде от эксплуатации путепровода. Чистая выгода от одного цикла определяется следующим образом: предотвращённый экономический ущерб (34 млн тенге) минус затраты на выполнение одного цикла (4,3 млн тенге) = 29,7 млн тенге. При использовании путепровода 3 раза в год (3 цикла) годовая чистая выгода составляет: 3 × 29,7 млн тенге = 89,1 млн тенге. Тогда простой (недисконтированный) срок окупаемости первоначальных вложений в размере 73 млн тенге составит: 73 / 89,1 ≈ 0,82 года, или 9,8 месяцев. В зависимости от интенсивности использования (от 2,5 до 4 циклов в год) срок окупаемости колеблется в диапазоне 6–11 месяцев. Данный показатель подтверждает высокую экономическую эффективность конструкции.

Рассмотрим подробный расчёт NPV (базовый сценарий). NPV показывает приведённую к сегодняшнему дню стоимость всех будущих денежных потоков за вычетом начальных инвестиций.

Исходные данные:

- Начальные инвестиции $I_0 = 73$ млн тенге
- Чистый годовой денежный поток (CF) = 89,1 млн тенге (3 цикла × 29,7 млн тенге)
- Ставка дисконтирования $r = 12\%$ (0,12)
- Остаточная стоимость в конце 15-го года $RV = 14,6$ млн тенге (20% от I_0)

Формула расчёта NPV [147]:

$$NPV = -I_0 + \sum_{t=1}^{15} \frac{CF_t}{(1+r)^t} + \frac{RV}{(1+r)^{15}}.$$

Результаты расчета показывают, что сумма дисконтированных денежных потоков за 15 лет ≈ 548,9 млн тенге, дисконтированная остаточная стоимость ≈ 2,7 млн тенге. NPV = -73 + 548,9 + 2,7 = 536 млн тенге (базовый сценарий). В консервативном и оптимистичном сценариях NPV находится в диапазоне 320–480 млн тенге.

Проведённое технико-экономическое обоснование подтверждает высокую эффективность однополосного модульного мобильного путепровода. Важно

отметить, что рассчитанная экономическая выгода по своей сути представляет собой экономию бюджетных (государственных) средств.

Вместо дорогостоящего строительства стационарных временных мостов, организации длительных объездов и перекрытия движения, применение мобильных путепроводов позволяет государству избежать значительных потерь от транспортных заторов. Каждый цикл эксплуатации экономит десятки миллионов тенге бюджетных средств, которые иначе были бы потеряны из-за снижения пропускной способности дорог, дополнительного расхода топлива, потерь времени граждан и экологического ущерба.

Короткий срок окупаемости (6–11 месяцев), высокий NPV (320–480 млн тенге) и IRR (34–42 %) делают конструкцию крайне привлекательной для бюджетного финансирования. Внедрение даже 6–10 комплектов в городах Республики Казахстан позволит ежегодно экономить от 500 млн до 1,2 млрд тенге бюджетных средств и существенно повысить качество жизни населения за счёт снижения транспортных заторов во время ремонта коммунальных сетей.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Диссертационная работа содержит новые научно-обоснованные результаты, использование которых обеспечивает решение важной прикладной задачи по созданию модульного мобильного путепровода.

Краткие выводы по результатам диссертационного исследования:

1. Проведённые исследования позволили разработать конструкцию модульного мобильного путепровода для обеспечения движения транспорта в период ремонта подземных инженерных и коммунальных сетей;

2. Выполнен аналитический обзор временных мостовых сооружений, мобильных переправ и методов расчёта взаимодействия опор с грунтовым основанием, подтвердивший актуальность разработки модульного путепровода;

3. Разработана конструктивная схема модульного путепровода, включающая ортогональные и наклонные модули, а также ходовую часть для транспортирования конструкции;

4. Выполнены исследования и расчёты несущих конструкций путепровода на прочность, жёсткость и устойчивость, определены рациональные параметры основных элементов;

5. Получены аналитические зависимости напряжённо-деформированного состояния ортогонально-ориентированного модуля и установлено влияние жёсткости элементов на перераспределение усилий;

6. Выполнен расчёт и исследование работы ходовой части путепровода с учётом статических и динамических нагрузок при транспортировании;

7. Разработана расчётная схема взаимодействия системы «опора путепровода – грунтовое основание», позволяющая оценивать напряжённое состояние грунта;

8. Получены зависимости распределения напряжений в грунтовом основании и выполнена оценка местной устойчивости грунтового массива под опорами путепровода;

9. Проведено численное моделирование системы «опора путепровода – грунтовое основание» в программном комплексе ANSYS с использованием упругопластической модели грунта Кулона–Мора и выполнено сравнение с аналитическими решениями;

10. Разработаны технологические решения по транспортированию, монтажу и демонтажу модульного путепровода, включая крановый способ и метод надвигки;

11. Разработана методика расчёта и проектирования модульного мобильного путепровода с учётом условий транспортирования, монтажа и эксплуатации.

Оценка реализации поставленных задач. В результате проведения исследований полностью были решены следующие задачи:

– выполнен аналитический обзор конструкций временных мостов, мобильных и быстроразвёртываемых путепроводов, а также методов их расчёта

и взаимодействия опор с грунтовыми основаниями, что позволило обосновать актуальность разработки модульного мобильного путепровода;

- обоснован выбор несущих конструкций наклонного и ортогонально-ориентированного модулей, а также разработана конструктивная схема ходовой части модульного путепровода;

- проведены исследования, расчёт и проектирование конструкции ортогонального модуля и осей ходовой части на прочность, жёсткость и устойчивость, определены конструктивные параметры основных элементов и разработаны рабочие чертежи конструкции;

- выполнены исследования, расчёт и оценка прочности грунтового массива от действия нагрузок опор модульного путепровода, определены закономерности распределения напряжений и выполнена оценка местной устойчивости грунтового основания;

- проведено математическое моделирование системы «опора путепровода – грунтовое основание» в программном комплексе ANSYS, выполнена верификация аналитических решений и подтверждена достоверность полученных результатов расчёта;

- разработаны способы транспортирования, монтажа и демонтажа модульного путепровода, выполнен подбор монтажного оборудования и реализованы результаты исследования в виде общей методики расчёта и проектирования модульного мобильного путепровода.

Разработка практических рекомендаций по применению полученных результатов. Разработанная методика расчёта и проектирования модульного мобильного путепровода, может быть рекомендована инженерно-техническим работникам транспортной, строительной и машиностроительной отрасли, а также проектным и научно-исследовательским организациям. Полученные результаты исследований и численного моделирования могут использоваться при расчёте, проектировании, монтаже и эксплуатации модульных мобильных путепроводов.

Оценка технико-экономической эффективности внедрения. Технико-экономическое обоснование подтвердило высокую эффективность однополосного модульного мобильного путепровода. Капитальные затраты на один комплект составляют 68–78 млн тенге. При этом чистый дисконтированный доход за 15 лет достигает 320–480 млн тенге, внутренняя норма доходности – 34–42 %, срок окупаемости – 6–11 месяцев, индекс прибыльности – 2,8–3,6. Применение путепровода позволяет в разы сократить время перекрытия движения для объездов, существенно снизить экономический ущерб от заторов и обеспечить непрерывность транспортного потока. Внедрение мобильных путепроводов является экономически обоснованным и высокоэффективным решением, обеспечивающим значительную экономию бюджетных средств.

Оценка научно-технического уровня выполненной работы:

- впервые выполнено исследование конструкции модульного мобильного путепровода, предназначенного для эксплуатации в условиях ремонта городских коммунальных сетей, разработаны конструктивные решения

ортогональных и наклонных модулей, а также исследована работа несущей конструкции и ходовой части путепровода;

- проведены исследования напряжённо-деформированного состояния элементов конструкции, выполнен расчёт ходовой части с учётом статических и динамических нагрузок при транспортировании и определены рациональные параметры основных элементов;

- разработана расчётная схема взаимодействия системы «опора путепровода – грунтовое основание», выполнена оценка прочности грунтового массива и проведено математическое моделирование в программном комплексе ANSYS с верификацией аналитических решений;

- разработаны технологические решения по транспортированию, монтажу и демонтажу модульного мобильного путепровода.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

- 1 Правительство Республики Казахстан. Об утверждении Национального проекта «Модернизация энергетического и коммунального сектора» на 2025–2029 годы : постановление Правительства Республики Казахстан от 25 декабря 2024 года № 1102 // Информационно-правовая система нормативных правовых актов Республики Казахстан «Әділет». – URL: <https://adilet.zan.kz> (дата обращения: 28.02.2026).
- 2 Saberi M., Hamedmoghadam H., Ashfaq M., Hosseini S. A., Gu Z., Shafiei S., González M. C. A simple contagion process describes spreading of traffic jams in urban networks // Nature Communications. – 2020. – Vol. 11, No. 1. – Art. 1616. – DOI: <https://doi.org/10.1038/s41467-020-15353-2>.
- 3 Harris N., Shealy T., Klotz L. Choice architecture as a way to encourage a whole systems design perspective for more sustainable infrastructure // Sustainability. – 2017. – Vol. 9. – Art. 54. – DOI: <http://doi.org/10.3390/infrastructures4010011>.
- 4 Falcocchio J. C., Levinson H. S. The costs and other consequences of traffic congestion // Springer Tracts on Transportation and Traffic. – 2015. – Vol. 7. – P. 159–182. – DOI: https://doi.org/10.1007/978-3-319-15165-6_13.
- 5 Serok N., Havlin S., Blumenfeld Lieberthal E. Identification, cost evaluation, and prioritization of urban traffic congestions and their origin // Scientific Reports. – 2022. – Vol. 12. – Art. 13026. – DOI: <https://doi.org/10.1038/s41598-022-17409-3>.
- 6 Aggelakakis A., Tromaras A., Anagnostopoulou A., Boile M., Mantzinou N. Influence of traffic emissions on urban air quality: A case study of a medium sized city // Advances in Intelligent Systems and Computing. – 2019. – Vol. 879. – P. 323–329. – DOI: https://doi.org/10.1007/978-3-030-02305-8_39.
- 7 INRIX. Global Traffic Scorecard. – 2023–2024. – URL: <https://inrix.com/scorecard/> (дата обращения: 31.03.2025).
- 8 European Commission. Reports on Urban Mobility and Congestion. – 2019–2023. – URL: https://transport.ec.europa.eu/transport-themes_en (дата обращения: 07.04.2025).
- 9 Texas A&M Transportation Institute. Urban Mobility Report. – 2019. – URL: <https://mobility.tamu.edu/umr/> (дата обращения: 09.04.2025).
- 10 Japan Institute for Labour Policy and Training. Reports on Urban Congestion and Economic Impacts. – 2010–2015. – URL: <https://www.mlit.go.jp> (дата обращения: 09.04.2025).
- 11 Victoria A. N., Dela Cruz O. G., Muhi M. M., Bienes J. R. A. A review on the analysis of evaluating traffic congestion // Lecture Notes in Civil Engineering. – 2024. – Vol. 466. – P. 1049–1058. – DOI: https://doi.org/10.1007/978-981-97-0751-5_86.
- 12 Bellam K., Nagappan K., Sankaran N., Chowdhury S., Perakovic D. Urban mobility and challenges of intelligent transportation systems. – IGI Global, 2025. – 694 p. – DOI: <https://doi.org/10.4018/979-8-3693-7984-4>.
- 13 Damadam S., Zourbakhsh M., Javidan R., Faroughi A. An intelligent IoT based traffic light management system: Deep reinforcement learning // Smart Cities.

– 2022. – Vol. 5, No. 4. – P. 1293–1311. – DOI: <https://doi.org/10.3390/smartcities5040066>.

14 Zhang Z., Zhou B., Zhang B., Cheng P., Lee D. H., Hu S. Optimizing traffic signal control in mixed traffic scenarios: A predictive traffic information-based deep reinforcement learning approach // 2024 Forum for Innovative Sustainable Transportation Systems (FISTS). – IEEE, 2024. – P. 1–6. – DOI: <https://doi.org/10.1109/FISTS60717.2024.10485533>.

15 Kaushik P., Rawat P., Divakaran P., Chaturvedi V. M., Roy R. K., Kaushik M. M. Big data mining for efficient real-time traffic management // 2025 IEEE International Conference on Interdisciplinary Approaches in Technology and Management for Social Innovation (IATMSI). – IEEE, 2025. – P. 1–6. – DOI: <https://doi.org/10.1109/IATMSI64286.2025.10984716>.

16 Sundareswaran A., Lavanya K. Real-time vehicle traffic prediction in Apache Spark using ensemble learning for deep neural networks // International Journal of Intelligent Information Technologies. – 2020. – Vol. 16, No. 4. – P. 19–36. – DOI: <https://doi.org/10.4018/IJIT.2020100102>.

17 Wapner L. M. GPS navigation apps and the price of anarchy // The Mathematical Gazette. – 2020. – Vol. 104, No. 560. – P. 235–240. – DOI: <https://doi.org/10.1017/mag.2020.45>.

18 Otković I. I., Deluka-Tibljaš A., Šurdonja S. Validation of the calibration methodology of the micro-simulation traffic model // Transportation Research Procedia. – 2020. – Vol. 45. – P. 684–691. – DOI: <https://doi.org/10.1016/j.trpro.2020.02.110>.

19 Triantafyllos D., Illera C., Djukic T., Casas J. Dynamic congestion toll pricing strategies to evaluate the potential of route-demand diversion on toll facilities // Transportation Research Procedia. – 2019. – Vol. 41. – P. 731–740.

20 Brent D. A., Gross A. Dynamic road pricing and the value of time and reliability // Journal of Regional Science. – 2018. – Vol. 58, No. 2. – P. 330–349. – DOI: <https://doi.org/10.1111/jors.12362>.

21 Selmoune A., Cheng Q., Wang L., Liu Z. Influencing factors in congestion pricing acceptability: a literature review // Journal of Advanced Transportation. – 2020. – Vol. 2020. – Art. 4242964. – DOI: <https://doi.org/10.1155/2020/4242964>.

22 Kilani M., Bennaya S., Zerguini S. Complementarity and substitution between public transport and bicycles // Journal of Transport and Land Use. – 2024. – Vol. 17, No. 1. – P. 781–803. – DOI: <https://doi.org/10.5198/jtlu.2024.2465>.

23 Ouyang N., Zhou Z., Fang Y. Method to comprehensively evaluate road network traffic conditions during freeway reconstruction and extension // 2019 5th International Conference on Transportation Information and Safety (ICTIS). – IEEE, 2019. – P. 118–127. – DOI: <https://doi.org/10.1109/ICTIS.2019.8883549>.

24 Bennaya S., Kilani M. Dedicated bus lanes and the attractiveness of public transport // 2024 IEEE 15th International Colloquium on Logistics and Supply Chain Management (LOGISTIQUA). – IEEE, 2024. – P. 1–8. – DOI: <https://doi.org/10.1109/LOGISTIQUA61063.2024.10571485>.

25 Khanmohamadi M., Guerrieri M. Smart intersections and connected autonomous vehicles for sustainable smart cities: A brief review // Sustainability. – 2025. – Vol. 17, No. 7. – DOI: <https://doi.org/10.3390/su17073254>.

26 Al-Omari M. E. M. A., Abdel-Aty M. Evaluation of driving behavior and traffic safety at a shifting movements intersection // Transportation Research Record. – 2023. – Vol. 2677, No. 1. – P. 1228–1242. – DOI: <https://doi.org/10.1177/03611981221103865>.

27 Holmgren J. The effect of public transport quality on car ownership – A source of wider benefits? // Research in Transportation Economics. – 2020. – Vol. 83. – Art. 100957. – DOI: <https://doi.org/10.1016/j.retrec.2020.100957>.

28 Veeraiah V., Talukdar V., Talukdar S. B., Solavande V. D., Pramanik S., Gupta A. Machine learning frameworks in carpooling // Handbook of Research on AI and Machine Learning Applications in Customer Support and Analytics. – IGI Global, 2023. – P. 160–182. – DOI: <https://doi.org/10.4018/978-1-6684-7105-0.ch009>.

29 Cheng Y., Watkins S. J., Anciaes P. What interventions are effective in reducing congestion? // Advances in Transport Policy and Planning. – 2024. – Vol. 13. – P. 201–229. – DOI: <https://doi.org/10.1016/bs.atpp.2023.11.002>.

30 Arbeláez Vélez A. M. Environmental impacts of shared mobility: A systematic literature review of life-cycle assessments focusing on car sharing, carpooling, bikesharing, scooters and moped sharing // Transport Reviews. – 2024. – Vol. 44, No. 3. – P. 634–658. – DOI: <https://doi.org/10.1080/01441647.2023.2259104>.

31 Hojjati A., Jefferson I., Metje N., Rogers C. D. Sustainability assessment for urban underground utility infrastructure projects // Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Engineering Sustainability. – 2017. – Vol. 171, No. 2. – P. 68–80. – DOI: <https://doi.org/10.1680/jensu.16.00050>.

32 Agilbayeva M., Kalinin A. The development of the district heat supply system of the city of Karaganda // E3S Web of Conferences. – 2019. – Vol. 135. – Art. 01031. – DOI: <https://doi.org/10.1051/e3sconf/201913501031>.

33 Silvestri F., Polimeni A., Belcore O. M. Impact mitigation of tunnels maintenance works on highway performance // Procedia Structural Integrity. – 2024. – Vol. 62. – P. 998–1005. – DOI: <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2024.09.133>.

34 Verma A., Anbazhagan P., Mayakuntla S. K., Bhat F. A. Assessing the impact of underground utility works on road traffic and users: A study from an Indian city // International Conference on Transportation Infrastructure Projects: Conception to Execution. – Singapore: Springer, 2022. – P. 243–259. – DOI: https://doi.org/10.1007/978-981-99-2556-8_19.

35 Adamtey S., Onsarigo L., Atalah A. State transportation agencies acquiring trenchless technologies for their in-house operations: A case study of ODOT acquiring HAB machine // Pipelines 2017. – 2017. – P. 341–351. – DOI: <https://doi.org/10.1061/9780784480892.033>.

36 Kadyrov A. A., Ganyukov A. A., Balabekova K. G., Zhunusbekova Z., Suleev B. D. Scientific and engineering bases for development of mobile overpasses

// Material and Mechanical Engineering Technology. – 2020. – Vol. 2, No. 2. – P. 8–13.

37 Kadyrov A. S., Ganyukov A. A., Amanbayev S. Sh., Bogdanova A. A. Development of mobile communal overpasses applied during repairing of urban communal networks // Material and Mechanical Engineering Technology. – 2023. – No. 3. – P. 11–14. – DOI: https://doi.org/10.52209/2706-977X_2023_3_1.

38 Ганюков А. А., Кадыров А. С., Аманбаев С. Ш. Разработка способов монтажа модульного путепровода // Труды университета. – Караганда : КарТУ, 2022. – № 2(87). – С. 217–223. – DOI: 10.52209/1609-1825_2022_2_217.

39 ERE Systems Inc. Corporate profile and technical capabilities. – URL: <https://erelogistics.com/wp-content/uploads/2021/11/ERE-Systems-Brochure-Final-2.pdf> (дата обращения: 02.04.2025).

40 Prokop J., Odrobiňák J., Farbák M., Novotný V. Load-carrying capacity of Bailey bridge in civil applications // Applied Sciences. – 2022. – Vol. 12, No. 8. – Art. 3788. – DOI: <https://doi.org/10.3390/app12083788>.

41 Russell B. R., Thrall A. P. Portable and rapidly deployable bridges: Historical perspective and recent technology developments // Journal of Bridge Engineering. – 2013. – Vol. 18, No. 10. – P. 1074–1085. – DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000454](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000454).

42 Танковый мостокладчик «Leguan». – URL: <https://www.dogswar.ru/> (дата обращения: 01.03.2026).

43 Танковый мостокладчик МТУ-2020. – URL: <https://www.army-guide.com/> (дата обращения: 01.03.2026).

44 Колесный мостокладчик РТА. – URL: <https://www.army-guide.com/> (дата обращения: 01.03.2026).

45 ERE Logistics. Flat Rack Portable Bridges. – URL: <http://www.erelogistics.com/> (дата обращения: 02.04.2025).

46 Мост ТММ-6. – URL: <http://www.war-russia.info/> (дата обращения: 01.03.2026).

47 Lederman G., You Z., Glišić B. A novel deployable tied arch bridge // Engineering Structures. – 2014. – Vol. 70. – P. 1–10. – DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.03.015>.

48 Chikahiro Y., Ario I., Nakazawa M. Theory and design study of a full-scale scissors-type bridge // Journal of Bridge Engineering. – 2016. – Vol. 21, No. 9. – DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000913](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000913).

49 Ario I., Nama Y., Chanthamanivong K., Chikahiro Y., Fujiwara A., Ma H. Influence line-based design of scissors-type bridge // Applied Sciences. – 2022. – Vol. 12, No. 23. – Art. 12170. – DOI: <https://doi.org/10.3390/app122312170>.

50 Складной мост-оригами MB4.0. – URL: <http://www.edo-tokyo.livejournal.com> (дата обращения: 01.03.2026).

51 Складной мобильный мост TenFold. – URL: <https://www.tenfoldengineering.com/> (дата обращения: 01.03.2026).

52 Federal Highway Administration (ASTRA). ASTRA Bridge. – URL: <https://www.astra.admin.ch/astra/de/home/themen/nationalstrassen/baustellen/wissenswertes/astra-bridge.html> (дата обращения: 05.03.2025).

53 Zumstein M., Chen Q., Adey B. T., Hall D. M. A preliminary investigation of the potential benefits of using the ASTRA Bridge for short-span bridge deck refurbishment projects in Switzerland // *Structure and Infrastructure Engineering*. – 2024. – Vol. 20, No. 11. – P. 1629–1647. – DOI: <https://doi.org/10.1080/15732479.2022.2152842>.

54 Xiong J., Ai P., Xu J., Yang J. Q., Feng P. A comprehensive study on CFRP rapid portable bridge: Design, experimental investigation and finite element analysis // *Composite Structures*. – 2022. – Vol. 289. – Art. 115439. – DOI: <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2022.115439>.

55 Waqas H. M., Shi D., Tong L., Imran M., Khan S. Z., Ahmed W., Qureshi S. R. Conceptual design of composite bridge sandwich structure // *Applied Sciences*. – 2020. – Vol. 11, No. 1. – Art. 214. – DOI: <https://doi.org/10.3390/app11010214>.

56 Thomas G. R., Sia B. J. A rapidly deployable bridge system // *Structures Congress 2013: Bridging Your Passion with Your Profession*. – 2013. – P. 656–667. – DOI: <https://doi.org/10.1061/9780784412848.058>.

57 Musthaffa A. A., Nor N. M., Yahya M. A. Review on rapid portable bridge system: State-of-the-art and technology developments // *Science & Technology Research Institute for Defence (STRIDE)*. – 2017. – P. 246. – URL: www.clck.ru/3MgYrg.

58 Балабекова К. Г. Мобильді жол өтпесі құрылымының жұмысын зерттеу және негіздеу: дис. докт. филос. (PhD). – Караганда, 2018. – 156 с.

59 Кадыров А. С., Балабекова К. Г. Мобильді көпір өтпесінің жетілген модулінің сәйкестірілген элементтерін есептеу және конструкторлық шешу // ПМУ хабаршысы. Энергетикалық серия. – 2016. – № 3. – С. 41–52.

60 Kadyrov A., Balabekova K., Ganyukov A., Akhmediyev S. The constructive solution and calculation of elements of the unified module of the mobile bridge overcrossing // *Transport Problems*. – 2017. – Vol. 12, No. 3. – P. 59–69.

61 Аманбаев С. Ш., Кадыров А. С., Ганюков А. А., Ахмедиев С. К., Интыков Т. С. Мобильді жол өтпенің қисық сызықты модулінің секторлы-сакиналы плитасының кернеулі-деформацияланған жағдайын зерттеу // *Промышленность Казахстана*. – Алматы : НЦ КПМС РК, 2019. – № 2(106). – С. 44–46.

62 Аманбаев С. Ш. Установление принципиальных схем и основных конструктивных параметров мобильных путепроводов : дис. магистра техники и технологий. – Караганда, 2020. – 64 с.

63 Kadyrov A., Amanbayev S., Ganyukov A., Balabekova K., Kurmasheva B. Solving traffic congestion problems and definition stress-strain state of curvilinear overpass module sector-ring slab // *International Journal of Engineering and Advanced Technology*. – 2020. – Vol. 9, No. 3. – P. 44–48. – DOI: 10.35940/ijeat.A1236.029320.

64 Ганюков А. А. Разработка конструкции и расчет мобильного путепровода, применяемого при ремонте городских коммунальных сетей: дис. докт. филос. (PhD). – Караганда, 2019. – 209 с.

65 Ганюков А. А., Георгиади И. В. Расчет и проектирование элементов конструкции мобильного путепровода // Труды университета. – Караганда : КарГТУ, 2018. – № 4(73). – С. 104–111.

66 Ganyukov A., Kadyrov A., Kukeshva A., Zhumabekov A., Sinelnikov K., Amanbayev S., Karsakova A. Optimization of mobile overpass support placement considering the nonlinear properties of the soil foundation // Applied Sciences. – 2026. – Vol. 16, No. 4. – Art. 2075. – DOI: <https://doi.org/10.3390/app16042075>.

67 Бокарев С. А., Проценко Д. В. О предпосылках создания новых конструкций временных мостовых сооружений // Интернет-журнал «Науковедение». – 2014. – Вып. 5(24).

68 Проценко Д. В., Пахомов Д. Н. Сборно-разборный универсальный мост : патент РФ № 2578231, кл. E01D 15/133 ; заявл. 17.12.2014.

69 Герасимов В. А., Гуришкин О. П., Кулаков О. М. и др. Разборный металлический мост : патент РФ № 2476635, кл. E01D 15/133 ; опубл. 27.02.2013.

70 Файко Ю. И. Путепровод : патент РФ № 67104, кл. E01D 12/00 ; опубл. 21.06.2006.

71 Файко Ю. И., Шапиро Д. М., Гринберг Е. И. Мостовое сооружение : патент РФ № 2291242, кл. E01D 19/04 ; опубл. 15.08.2005.

72 Овчинников И. И., Миронов М. Ю., Овчинников И. Г., Снегирев Г. В., Чёрных В. К., Моисеев О. Ю. Обеспечение сохранности малых и средних мостов с металлическими пролетными строениями // Науковедение. – 2013. – № 5.

73 Гриднев С. Ю., Иванов И. В., Петров П. П. Развитие подходов к формированию нормативной базы динамических коэффициентов к временной нагрузке для расчета автодорожных мостов // Автомобильные дороги. – 2016. – № 4.

74 Поддубный А. А., Смирнов С. В. Мониторинг прочности быстросводимых мостов и переправ // Строительные материалы и конструкции. – 2018. – Т. 15, № 2.

75 Кручинкин А. В. Сборно-разборные временные мосты. – М. : Транспорт, 1987. – 192 с.

76 Телов В. И., Кануков В. М. Наплавные мосты, паромные и ледяные переправы. – М. : Транспорт, 1978. – 360 с.

77 Городецкий А. С., Евзеров И. Д., Марченко Д. В. ЛИРА-САПР 2013 : учебное пособие. – Киев : Факт, 2013. – 544 с.

78 Garanzha I., Garanzha N., Kyselov V. Refinement of transport's transverse installation coefficient for continuous span bridge under LIRA-SAPR simulation // E3S Web of Conferences. – 2023. – Vol. 95. – Art. 07031. – DOI: 10.1051/e3sconf/20239507031.

79 Liu Y. ANSYS and LS-DYNA used for structural analysis // International Journal of Computer Aided Engineering and Technology. – 2008. – Vol. 1, No. 1. – P. 31–44. – DOI: 10.1504/IJCAET.2008.020968.

80 Xia D., Shi L. Finite element analysis of steel truss bridge structure based on ANSYS // Journal of Engineering Research and Reports. – 2023. – Vol. 25, No. 9. – P. 155–165. – DOI: 10.9734/JERR/2023/v25i9989.

81 Magomedov I. A., Sebaeva Z. S. Comparative study of finite element analysis software packages // Journal of Physics: Conference Series. – 2020. – Vol. 1515. – Art. 032073. – DOI: 10.1088/1742-6596/1515/3/032073.

82 Sheng Z., Zhou C., Li D. et al. Finite element analysis of shear lag effect in long-span single-box continuous rigid bridges // arXiv. – 2025. – Preprint. – arXiv:2501.03093.

83 Евграфов Г. К. Проектирование мостов : монография. – Москва : Книга по требованию, 2024. – 661 с.

84 СП РК EN 1990:2002/A1:2005/2011 Основы проектирования несущих конструкций. – Астана : Комитет технического регулирования и метрологии Министерства индустрии и инфраструктурного развития Республики Казахстан, 2011.

85 СП РК EN 1991-1-1:2002/2011 Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-1. Собственный вес, постоянные и временные нагрузки на конструкции. – Астана : Комитет технического регулирования и метрологии Министерства индустрии и инфраструктурного развития Республики Казахстан, 2011.

86 СП РК EN 1991-1-7:2006/2011 Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-7. Аварийные воздействия. – Астана : Комитет технического регулирования и метрологии Министерства индустрии и инфраструктурного развития Республики Казахстан, 2011.

87 СП РК EN 1991-2:2003/2011 Воздействия на несущие конструкции. Часть 2. Транспортные нагрузки на мосты. – Астана : Комитет технического регулирования и метрологии Министерства индустрии и инфраструктурного развития Республики Казахстан, 2011.

88 СП РК EN 1993-1-1:2005/2011 Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. – Астана : Комитет технического регулирования и метрологии Министерства индустрии и инфраструктурного развития Республики Казахстан, 2011.

89 Bergenram F., Plos M., Lundgren K. Parametric optimization of slab frame bridges // Procedia Computer Science. – 2024. – DOI: <https://doi.org/10.1016/j.procs.2024.06.162>.

90 Yepes-Bellver L., Yepes V., González-Vidosa F. et al. Surrogate-assisted cost optimization for post-tensioned concrete bridges // Infrastructures. – 2025. – Vol. 10, No. 2. – Art. 43. – DOI: <https://doi.org/10.3390/infrastructures10020043>.

91 Li Z., Qi J., Wang J. Multi-objective optimization design of PCS box girder bridges with small and medium spans using genetic algorithms // Buildings. – 2025. – Vol. 15, No. 3. – Art. 361. – DOI: <https://doi.org/10.3390/buildings15030361>.

92 Integration of BIM and FEA in automation of building and bridge engineering design // Proceedings of the 33rd International Symposium on Automation and Robotics in Construction (ISARC 2016). – Auburn, USA, 2016. – DOI: <https://doi.org/10.22260/ISARC2016/0025>.

93 Milić I., Bleiziffer J. et al. Life cycle assessment of the sustainability of bridges // *Frontiers in Built Environment*. – 2024. – DOI: <https://doi.org/10.3389/fbuil.2024.1410798>.

94 Тер-Мартirosян А. З. Основы численного моделирования в механике грунтов и геотехнике : учеб.-метод. пособие / А. З. Тер-Мартirosян [и др.]. – Москва : МИСИ – МГСУ, 2020. – 91 с. – ISBN 978-5-7264-2349-4.

95 Vapir B. Soil-structure interaction: A state-of-the-art review of modeling techniques and studies on seismic response of building structures // *Frontiers in Built Environment*. – 2023. – Vol. 9. – Art. 1120351. – DOI: <https://doi.org/10.3389/fbuil.2023.1120351>.

96 СН РК 5.01-02-2013. Основания зданий и сооружений: строительные нормы Республики Казахстан. – Астана: Комитет по делам строительства, 2015.

97 СН РК 5.01-01-2013. Земляные сооружения, основания и фундаменты : строительные нормы Республики Казахстан. – Астана : Комитет по делам строительства, 2013.

98 НТП РК 07-01.4-2012. Геотехническое проектирование. Часть. Основы геотехнического проектирования. – Астана Комитет по делам строительства, 2012.

99 Еврокоды в строительстве РК: применение СП РК EN 1997 (Еврокод 7) «Геотехническое проектирование» // Официальные источники МСХ РК и Комитета по делам строительства.

100 Amendola C. et al. Foundation impedance functions from full-scale soil-structure interaction tests // *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. – 2021. – Vol. 141. – Art. 106523. – DOI: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106523>.

101 Gazetas G. Analysis of machine foundation vibrations: state of the art // *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. – 1983. – Vol. 2. – P. 2–42. – DOI: [https://doi.org/10.1016/0261-7277\(83\)90025-6](https://doi.org/10.1016/0261-7277(83)90025-6).

102 Исследование работы и расчет элементов конструкции ходовой части модульного путепровода / Ш. М. Суюнбаев // *Труды университета*. – Караганда : КарГТУ, 2022. – №4(89). – С. 286–293. – DOI: 10.52209/1609-1825_2022_4_286.

103 Методические рекомендации по расчёту расчётных динамических осевых и колесных нагрузок: отраслевой дорожный методический документ. – М. : Росавтодор, 2015. – 48 с. – URL: <https://rosavtodor.gov.ru/> (дата обращения: 11.05.2026).

104 Горин Г. С. Расчёт нагрузочной характеристики каркасной и пневматической шин // *Вестник БГАТУ*. – 2010. – № 3. – С. 45–52.

105 Разработка модульного путепровода, применяемого при ремонте городских коммунальных сетей / А. А. Ганюков // *Труды университета*. – Караганда: КарГТУ, 2023. – №3(92). – С. 291–297. – DOI: 10.52209/1609-1825_2023_3_291.

106 Фроловский М. Ю. Строительная механика. Курс лекций: учебное пособие / М. Ю. Фроловский, А. В. Паршков; Современ. техн. ун-т. – Рязань: 2021. – 144 с

107 Смирнов В. А. Строительная механика: учебник для вузов / В. А. Смирнов, А. С. Городецкий; под ред. В. А. Смирнова. – 2-е изд., перераб. и доп. – Москва: Юрайт, 2015. – 430с.

108 Кузьмин Л. Ю. Строительная механика: учебное пособие для вузов / Л. Ю. Кузьмин/– Санкт-Петербург: Лань, 2024. – 320с.

109 Research of the stress-strain state of a mobile overpass structure // Communications – Scientific Letters of the University of Zilina. – 2026. – Vol. 28, No. 1. – P. B30–B42. – DOI: 10.26552/com.C.2026.010.

110 Феодосьев В. И. Соппротивление материалов: учебник для вузов / В. И. Феодосьев. – 19-е изд. – Москва : Изд-во МГТУ им. Н. Э. Баумана, 2024. – 542 с.

111 Величкин А. П. Справочник проектировщика инженерных сооружений / А. П. Величкин [и др.]. – 2-е изд., перераб. и доп. – Москва : Инфра-Инженерия, 2022. – 384 с.

112 Тахтамышев А. Г. Стальные конструкции справочник проектировщика промышленных зданий и сооружений / А. Г. Тахтамышев, Т. П. Невзорова. – Москва Стройиздат, 1976. – 329 с.

113 Тахтамышев А. Г. Примеры расчета стальных конструкций. – 2-е изд., перераб. – Москва: Стройиздат, 1978. – 239 с.

114 Асадулина Е. Ю. Соппротивление материалов : учебник для вузов / Е. Ю. Асадулина. – 2-е изд., испр. и доп. – Москва : Юрайт, 2025. – 279 с.

115 Research of the stress-strain state of a mobile overpass structure // Communications – Scientific Letters of the University of Zilina. – 2026. – Vol. 28, No. 1. – P. B30–B42. – DOI: 10.26552/com.C.2026.010.

116 Константинов И. А. Строительная механика: учебник / И. А. Константинов, В. В. Лалин, И. И. Лалина. – Москва: Проспект, 2015. – 432 с.

117 Статический расчет конструкций ходовой части мобильного путепровода: свидетельство о государственной регистрации прав на объект авторского права №67481 от 13 февраля 2026 года / А. А. Ганюков, А. С. Кадыров, С. Ш. Ахметов, К. А. Синельников, А. Б. Кукешева, А. Ж. Карсакова.

118 Зурнаджи В.А., Николаев В.В. Механика грунтов, основания и фундаменты. – М.: Высшая школа, 1987. – 416 с.

119 Алиев С.Б., Кадыров А.С., Ганюков А.А. Исследование прочности и устойчивости бортов траншей коммунальных сетей от действия нагрузки модульного путепровода. Фундаментальные исследования. – РФ: Академия естествознания, 2017, № 5. – С. 15-20.

120 Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты (включая специальный курс инженерной геологии). – 2-е изд. – Л.: Стройиздат, 1989. – 416 с.

121 Сорочан Е. А., Трофименков Ю. Г. Основания, фундаменты и подземные сооружения : справочник проектировщика / под ред. Е. А. Сорочана, Ю. Г. Трофименкова. – М. : Стройиздат, 1985. – 480 с.

122 ANSYS Mechanical User's Guide. Release 2023 R1. – ANSYS, Inc., 2023.

123 Determination of Mohr–Coulomb Parameters from Nonlinear Strength Criteria for 3D Slopes // *Advances in Civil Engineering*. 2019. DOI: 10.1155/2019/6927654.

124 Determination of Mohr–Coulomb Shear Strength Parameters from Generalized Hoek–Brown Criterion for Slope Stability Analysis // *Rock Mechanics and Rock Engineering*. 2012. DOI: 10.1007/s00603-011-0184-z

125 Мангушев Р. А. Механика грунтов: учебник / Р. А. Мангушев, В. Д. Карлов, И. И. Сахаров. – М. : Изд-во АСВ, 2009. – 264 с.

126 Строкова Л. А. Механика грунтов, основания и фундаменты. – Томск: ТПУ, 2010. – 424 с.

127 Болдырев Г. Г. Численное моделирование статического и бурового зондирования грунтов с использованием программ ANSYS и LS-DYNA // *Геотехника*. – 2018

128 Муйземнек А.Ю., Болдырев Г.Г., Арефьев Д.В. Идентификация параметров моделей грунтов // *Инженерная геология*. – 2010. – 09, №5. – С. 36-41.

129 Мангушев Р.А., Сахаров И.И. и др. Сравнительный анализ численного моделирования системы «здание-фундамент-основание» в программных комплексах SCAD и PLAXIS // *Вестник гражданских инженеров*. – 2010. – № 3. – С. 96-101.

130 Строкова Л. А. Определение параметров для численного моделирования поведения грунтов // *Известия Томского политехнического университета [Известия ТПУ]*. – 2008. – Т. 313, № 1: Науки о Земле. – С. 69-74.

131 Арефьев Д. В. Моделирование нелинейного деформирования грунтовых оснований. – М.: МГСУ, 2014. – 248 с.

132 Макридин Н.И., Идрисов И.Х., Валеев Д.Н. Определение параметров моделей грунтов // ООО «НПП Геотек». – Пенза, 2009. – 14с.

133 Болдырев Г.Г., Муйземнек А.Ю., Малышев И.М. Численное моделирование оснований при больших деформациях // ООО «НПП Геотек». – Пенза, 2010. – 14с.

134 Optimization of Mobile Overpass Support Placement Considering the Nonlinear Properties of the Soil Foundation // *Applied Sciences*. – 2026. – Vol. 16, No. 4, 2075. – DOI: 10.3390/app16042075.

135 Идентификация параметров моделей грунтов: отчет о НИОКР / ООО «НПП Геотек»; рук. Болдырев Г.Г.; исполн.: Муйземнек А.Ю., Арефьев Д.В. – Пенза, 2010. – 43с.

136 Болдырев Г.Г., Муйземнек А.Ю., Малышев И.М. Моделирование деформационных процессов в грунтах с использованием программ ANSYS и LS-DYNA // Сб. трудов шестой конференции пользователей программного обеспечения CAD-FEM GMBH (20-21 апреля 2006г., с. 9-20.) / под ред. А. С. Шадского. – М.: Полигон-пресс, 2006. – 439 с.

137 Идрисов И.Х., Макридин Н.И., Болдырев Г.Г. Комплексный подход к испытаниям материалов: в 2-х частях. – Пенза: ПГУАС, 2009. – 25 с.

138 Данилов Н.И. и др. Технология и организация строительного производства. – М.: Стройиздат, 2008. - 752с.

- 139 Справочное пособие по строительному производству /Под ред. Лысогорского Н.А. – М.: Строй издат, 1999.-352с.
- 140 Белецкий Б.Ф. Технология механизация строительного производства. – Ростов н/Д: Феникс, 2004. – 752с.
- 141 Справочник современного технолога строительного производства / Под общ. ред. Л.Р.Маиляна. – Ростов н/Д: Феликс, 2008.-432с.
- 142 Правила дорожного движения РК 2019. www.carin.kz. 09.08.19.
- 143 Правила организации и осуществления перевозок крупногабаритных и тяжеловесных грузов на территории Республики Казахстан. www.egov.kz. 09.04.26.
- 144 Правила технического регламента таможенного союза о безопасности колесных транспортных средств (ТР ТС018/2011). www.eurasiancommission.org. 09.08.19.
- 145 Беренс В., Хавранек П. М. Руководство по оценке эффективности инвестиций : пер. с англ. – М. : АОЗТ «Интерэксперт» : ИНФРА-М, 1995. – 528 с.
- 146 Липсиц И. В. Инвестиционный анализ. Подготовка и оценка инвестиций в реальные активы : учебник / И. В. Липсиц, В. В. Коссов. – М. : НИЦ ИНФРА-М, 2024. – 320 с.
- 147 Ример М. И. Экономическая оценка инвестиций : учебник для вузов / М. И. Ример, А. Д. Касатов, Н. Н. Матиенко ; под ред. М. И. Римера. – 4-е изд., перераб. и доп. – СПб. : Питер, 2011. – 432 с.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

Расчет фермы конструкции наклонного модуля путепровода

Для расчёта наклонного модуля (Рисунки 2.5-2.6, позиция 3) была принята расчётная схема статически неопределимой трапециевидной фермы с раскосной решёткой. Модуль выполняет функцию пандуса для въезда транспорта. Конструктивно это шарнирно-узловая система: наружной стороной она опирается на грунт через стальные распределительные листы, а внутренней – крепится к центральной секции ортогонального модуля (Рисунок 2.5-2.6, позиции 1,2) путепровода в верхних и нижних узлах. Расчетная схема фермы приведена на рисунке А.1.

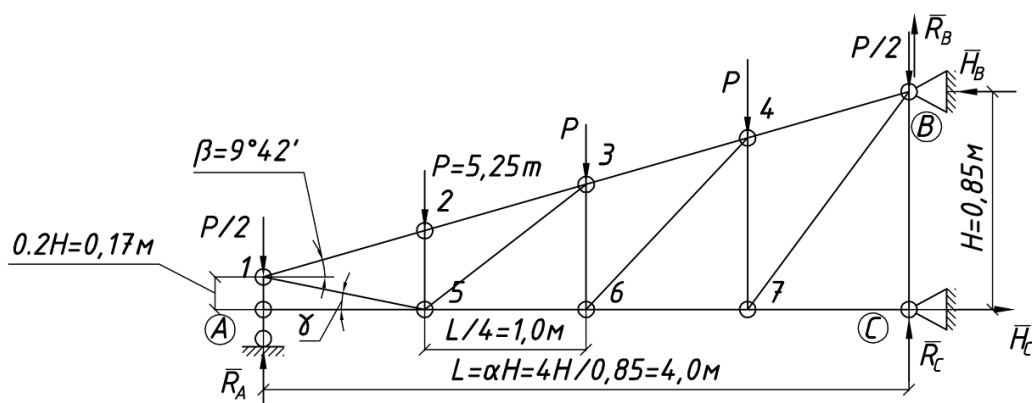


Рисунок А.1 – Расчетная схема фермы наклонного модуля

В качестве расчетной эксплуатационной нагрузки принималась равномерно распределенная нагрузка на проезжую часть: $g = 30 \text{ кН/м}^2 = 3 \text{ т/м}^2$, Погонная нагрузка на одну плоскую ферму определялась выражением: $q = g \cdot 1,75 = 3 \cdot 1,75 = 5,25 \text{ т/м} = 52,5 \text{ кН/м}$. Узловая нагрузка прикладывалась в узлах верхнего пояса фермы и вычислялась по формуле: $P = q \cdot 0,25L = 5,25 \text{ т} (52,5 \text{ кН})$. Геометрические параметры расчетной схемы принимались в виде: $H = 0,85 \text{ м}$; $L = 4H / 0,85$ и $L = 4,0 \text{ м}$. Угол наклона верхнего пояса определялся соотношением: $\text{tg} \beta = 0,8H / L = 0,17$; $\beta = 9^\circ 42'$.

Расчет фермы выполнялся методом сил, поскольку система является дважды статически неопределимой, то система состоит из двух уравнений [106]:

$$\begin{cases} \delta_{11} X_1 + \delta_{12} X_2 + \Delta_{1P} = 0, \\ \delta_{21} X_1 + \delta_{22} X_2 + \Delta_{2P} = 0, \end{cases} \quad (\text{A.1})$$

где, X_1, X_2 – основные неизвестные метода сил, определяемые через коэффициенты податливости системы. Коэффициенты канонических уравнений δ_{ij} вычислялись табличным способом с использованием правила Верещагина [107].

После деления всех коэффициентов δ_{ij} на общий множитель жесткости фермы EF_0 и введения сокращённых обозначений система приводится к виду:

$$\begin{cases} a_{11}X_1 + a_{12}X_2 = b_1P, \\ a_{21}X_1 + a_{22}X_2 = b_2P, \end{cases} \quad (\text{A.2})$$

где $a_{11} = \delta_{11}/EF_0$ – коэффициент податливости основной системы от действия единичного усилия $X_1=1$; $a_{12} = a_{21} = \delta_{12}/EF_0$ – взаимный коэффициент влияния, характеризующий совместное действие единичных усилий X_1 и X_2 ; $a_{22} = \delta_{22}/EF_0$ коэффициент податливости системы от действия единичного усилия $X_2=1$.

Коэффициенты b_1 и b_2 связаны с грузовыми членами системы: $b_1 = -\Delta_{1p}/EF_0P$, $b_2 = -\Delta_{2p}/EF_0P$. Где Δ_{1p} и Δ_{2p} – грузовые коэффициенты, определяемые от действия внешней узловой нагрузки P .

Физически коэффициенты a_{ij} характеризуют деформативные свойства фермы и влияние единичных неизвестных на перемещения системы, а коэффициенты b_{ij} отражают влияние внешней нагрузки на раскрытие статической неопределимости конструкции.

Решение системы (A.2) в общем имеет вид:

$$X_1 = \frac{-b_1 - a_{12}^2 \left[\frac{-b_1 + b_2 \left(\frac{a_{11}}{a_{12}} \right)}{(a_{12}^2 - a_{11} \cdot a_{22})} \right]}{a_{11}}, \quad X_2 = \frac{\left[-b_1 + b_2 \left(\frac{a_{11}}{a_{12}} \right) \right] a_{12}}{(a_{12}^2 - a_{11} \cdot a_{22})}. \quad (\text{A.3})$$

Продольные усилия в элементах фермы определялись зависимостью:

$$\bar{N}_i = \bar{N}_1 \cdot X_1 + \bar{N}_2 \cdot X_2 + \bar{N}_P^o, \quad (\text{A.4})$$

где \bar{N}_1 , \bar{N}_2 , – единичные усилия от единичных коэффициентов; \bar{N}_P^o – единичное усилие от узловой нагрузки P .

В результате расчета по выражению (A.3) были определены максимальные сжимающие и растягивающие усилия в элементах верхнего и нижнего поясов, стоек и раскосов (Рисунок А.2). Наиболее нагруженными элементами оказались стержни нижнего пояса и отдельные раскосы фермы.

Подбор поперечных сечений выполнялся из условий прочности и устойчивости для стали 09Г2С с расчетным сопротивлением: $R=284 \text{ МПа}$; $R_{cp} = 167 \text{ МПа}$ – то же, на срез; $R_{cm} = 284 \text{ МПа}$ – то же, на смятие.

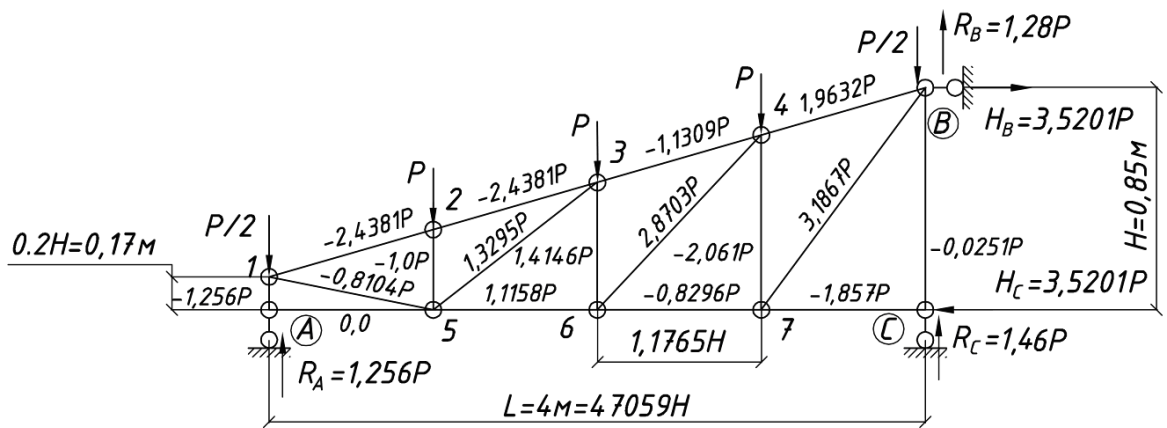


Рисунок А.2 – Расчетные усилия в стержнях фермы

Требуемая площадь поперечного сечения, исходя из условий устойчивости, определялась по формуле [110]:

$$A_{mp} \geq \frac{N}{\varphi \cdot R} \cdot k_d \cdot k_{кр}, \quad (A.5)$$

где N – осевое усилие в стержне; R – расчетное сопротивление стали растяжению-сжатию; φ – коэффициент продольного изгиба; $k_d = 1,3$ – динамический коэффициент для учета фактора движения подвижного состава; $k_{кр} = 1,2$ – коэффициент, учитывающий эффект кручения стержней из-за пространственной работы наклонного модуля в целом.

Конструктивные схемы поперечных сечений представлены на рисунке А.3.

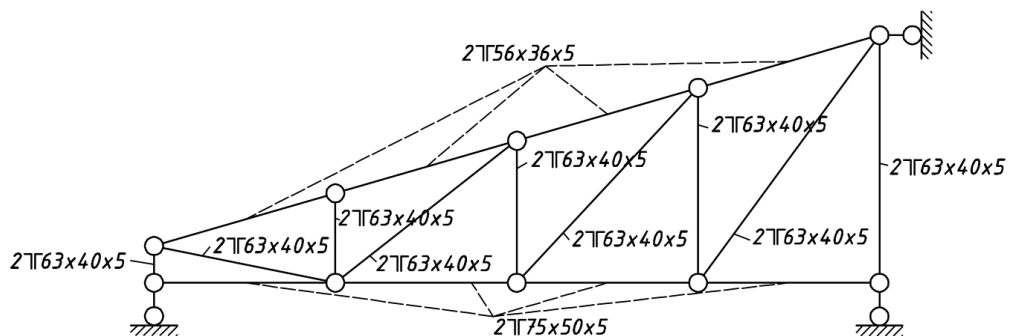


Рисунок А.2 – Калибры уголков поперечных сечений фермы

В качестве окончательных сечений были приняты двоянные неравнополочные уголки: для верхнего пояса – $L 56 \times 36 \times 5$; для нижнего пояса – $L 75 \times 50 \times 5$; для элементов решетки – $L 63 \times 40 \times 5$.

ПРИЛОЖЕНИЕ Б

Расчёт весов отдельных частей путепровода в транспортном положении

Конструктивное решение путепровода с нумерацией частей и конструкций в транспортном положении приведено на рисунках 2.3, 2.4, 2.5 и 2.6. В таблице Б.1 представлена сводная таблица общих весов частей (модулей) путепровода на основе спецификаций материалов без учёта веса конструкций ходовой части. В таблице Б2 общий вес транспортных замков и временных стоек.

Таблица Б.1 – Сводная таблица общих весов модулей

Части путепро вда	Обозначение конструкций частей путепровода (Рис. 2.3, 2.4, 2.5 и 2.6)											
	Трапециевидные фермы с настилом (Рис. 2.4, поз. 6)			Нижние стойки ортогонального модуля (Рис. 2.6, поз 2), I№50			Верхняя часть ортогонального модуля (Рис. 2.6, поз.1) I№30,45,50			Верхние и нижние транспортные замки (Рис. 2.3, 2.4, поз. 7, 8)		
	Кол- во	Вес един.	Всего	Кол- во	Вес един.	Всего	Кол- во	Вес един.	Всего	Кол- во	Вес един.	Всего
Вес, т	2	10,3	20,6	4	0,21	0,84	1	7,2	7,2	4	0,5	1,0
Всего, т	Вес конструкций (без шасси): $20,6+0,84+7,2+1=29,64$ т											

Таблица Б.2 – Вес верхних и нижних транспортных замков и временных транспортных стоек

Элеме нты констр укции	Верхние транспортные замки (Рис. 2.3, 2.4, поз. 7)			Нижние транспортные замки (Рис. 2.3, 2.4, поз. 8)			Временные транспортные стойки (рис. 2, поз. 12)		
	Рисунок 5.17			Рисунок 5.17			Рисунок 5.17		
	Поз. 21	Поз. 22	Поз. 23	Поз. 26	Поз. 27	Поз. 22	Поз. 24	Поз. 27	Поз. 22
	Швеллер №22 (l=0,2м)	Болты M14	Пластины $\delta=20$ мм	Швеллер №16 (l=0,2м)	Пластины $\delta=20$ мм	болты M14	Кв. труба 50x50x5	Пластины $\delta=10$ мм	Болты M14
Вес, т	0,033	0,0016	0,68	0,022	0,22	0,0016	0,012	0,012	0,0016
Всего, т	0,22			0,24			0,03		

Общий вес основных конструкций путепровода в транспортном положении составляет около $G_{констр}=30$ т. Основная масса 10,6 т – приходится на трапециевидную ферму с настилом, что объясняется её габаритами и несущей ролью в системе. Остальные элементы (ортогональный модули, замки и стойки) весят значительно меньше, что позволяет рационально скомпоновать путепровод для перевозки и быстрого монтажа

Таблица Б.3 – Общий вес элементов конструкции ходовой части

Наименование конструкции и частей шасси (Рис. 2.3, 2.4, 2.7, 2.9)	Состав элементов		Длина, м	Кол-во	Вес, т	
	№ поз. (Рис. 2.3, 2.4)	Поперечное сечение			Единицы	Всего
Передняя поворотная ось (Рис. 2.3, 2.7)	1, 2	Составное сечение	3,68	1	0,483	0,483
		Труба 108x16	0,3	2	0,0109	0,0218
Концевой участок осей, 4 оси (Рис. Рис. 2.7)	3	Круглая сталь 20мм	0,3	8	0,0008	0,006
Средние и задние оси (Рис. 2.3, 2.9)	2	Составное сечение	3,8	3	0,418	1,254
Продольные связевые балки (Рис. 2.3)	17	Труба $\varnothing 45 \times 8$	8,15	3	0,0595	0,1785
Поперечные связевые балки (Рис. 2.3)	17	Труба $\varnothing 45 \times 8$	3,5	8	0,0256	0,2048
Поворотные устройства на осях (Рис. 2.7)	5	Труба $\varnothing 159 \times 12$	0,25	2	0,011	0,022
Поворотные устройства на осях (Рис. 2.9)	4	Труба $\varnothing 57 \times 12$	0,20	6	0,0027	0,0162
Лепестки и детали поворотных устройств (Рис. 2.8, 2.9)	-	Разные профили	-	16	0,012	0,192
Связевые тяги для жёсткости шасси (Рис. 2.3)	18	Круглая сталь 20мм	50	16	0,008	0,128
Крепление осей к несущим фермам (Рис. 2.7, 2.9)	-	Разные профили	-	60	0,007	0,420
Детали рулевого устройства	-	Разные профили	-	6	0,010	0,060
Ездовые шины (Рис. 2.3, 2.4)	4	Резиновые кольца	-	8	0,02	0,160
Лебедки и тросы (Рис. 2.3, 2.4)	-	Разные детали	-	16	0,02	0,22
Итого						3,5

Вес ходовой части путепровода по результатам расчетов составил $G_{ход}=3,5т$. Основная нагрузка приходится на средние и задние оси (1,254 т), а также на систему связевых балок, отвечающих за жесткость конструкции при движении. Итоговая масса всего сооружения в транспортном положении:

$$G_{общ} = G_{констр} + G_{ход} = 30 + 3,5 = 33,5т.$$

Это позволяет перевозить путепровод обычным тягачом, используя его собственную ходовую часть.

ПРИЛОЖЕНИЕ Г

Характеристики грунтов

Таблица Г.1 – Нормативные и расчетные характеристики песчаных и глинистых грунтов (C^H , кг/см²; ϕ , град; E , кг/см²)

Наименование грунтов	Влажность на границе раскатывания, %	Характеристика грунтов	Коэффициент пористости ε^*											
			0,40 - 0,5		0,51 - 0,6		0,61 - 0,7		0,71 - 0,80		0,81 - 0,95		0,96 - 1,1	
			Норм.	Расч.	Норм.	Расч.	Норм.	Расч.	Норм.	Расч.	Норм.	Расч.	Норм.	Расч.
Пески крупные гравелистые	-	C	0,02		0,01									
		ϕ	43	41	40	38								
		E	460		400									
Пески средней крупности	-	C	0,03		0,02									
		ϕ	40	38	38	36								
		E	460		400									
Пески мелкие	-	C	0,06	0,01	0,04									
		ϕ	38	36	36	34								
		E	370		280									
Пески пылеватые	-	C	0,08	0,02	0,06	0,01								
		ϕ	36	34	34	32								
		E	140		120									
Глинистые грунты	9,5 - 12,4	C	0,12	0,03	0,08	0,01								
		ϕ	25	23	24	22								
		E	230		160									
Глинистые грунты	12,5 - 15,4	C	0,42	0,14	0,21	0,07	0,14	0,04	0,02	0,02				
		ϕ	24	22	23	21	22	20	21	19				
		E	350		210		150		120					
Глинистые грунты	15,5 - 18,4	C			0,50	0,19	0,25	0,11	0,19	0,08	0,11	0,04	0,08	0,02
		ϕ			22	20	21	19	20	18	19	17	18	16
		E			300		190		130	100	100		80	
Глинистые грунты	18,5 - 22,4	C					0,68	0,28	19	17	18	16	17	15
		ϕ					20	18	180				90	
		E					300							
Глинистые грунты	22,5 - 26,4	C							0,82	0,36	0,41	0,25	0,36	0,12
		ϕ							18	16	17	15	16	14
		E							260		160		110	

Продолжение таблицы Г.1

Нормативное значение угла внутреннего трения, град	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
A	0	0,03	0,06	0,10	0,14	0,18	0,23	0,29	0,36	0,43	0,51	0,61	0,72	0,84	0,98	1,15	1,34	1,55	1,81
B	1,0	1,12	1,25	1,39	1,55	1,73	1,94	2,17	2,43	2,72	3,06	3,44	3,87	4,37	4,93	5,59	6,35	7,21	8,25
D	3,14	3,32	3,51	3,71	3,93	4,17	4,42	4,69	5,00	5,31	5,66	6,04	6,45	6,90	7,40	7,95	8,55	9,21	9,98
Нормативное значение угла внутреннего трения, град	38	40	42	44	45														
A	2,11	2,46	2,87	3,37	3,66														
B	9,44	10,84	12,50	14,48	15,64														
D	10,80	11,73	12,77	13,96	14,64														

ПРИЛОЖЕНИЕ Д

Расчетные напряжения в программном комплексе ANSYS

Таблица Д.1 – Вертикальные напряжения σ_y в опорной зоне, рассчитанные Ansys по глубине $y=0, 0,5, 1м$

Узел схем ы	Длина, мм	σ_y при $y=0$, МПа	σ_y при $y=0,5$, МПа	σ_y при $y=1$, МПа	Опорная зона Ansys, мм	Опорная зона расч. схемы, м	Интерполированные напряжения, МПа		
							$y=0м$	$y=0,5м$	$y=1м$
1	0	0.000536	7.73e-06	-7.71e-05					
2	177.08	0.00054	5.6e-06	-8.47e-05					
3	354.17	0.000549	8.59e-07	-0.000102					
4	531.25	0.000562	-6.58e-06	-0.000128					
5	708.33	0.000582	-1.81e-05	-0.000169					
6	885.42	0.00061	-3.42e-05	-0.000226					
7	1062.5	0.000644	-5.45e-05	-0.000297					
8	1239.6	0.000686	-7.99e-05	-0.000385					
9	1416.7	0.00074	-0.000116	-0.000508					
10	1593.8	0.000806	-0.000161	-0.000659					
11	1770.8	0.000882	-0.000217	-0.000844					
12	1947.9	0.000982	-0.000296	-0.0011					
13	2125	0.00111	-0.000406	-0.00143					
14	2302.1	0.00126	-0.000553	-0.00185					
15	2479.2	0.00145	-0.000755	-0.00241					
16	2656.3	0.00172	-0.00109	-0.00323					
17	2833.3	0.00206	-0.00157	-0.00432	3000	0			
18	3010.4	0.00249	-0.00223	-0.00573					
19	3187.5	0.00318	-0.00341	-0.00798					
20	3364.6	0.00342	-0.00514	-0.0112	3500	0.5	0.00355	-0.00738	-0.01441
21	3541.7	0.00359	-0.00807	-0.0154					
22	3718.8	0.00429	-0.0139	-0.0212					
23	3895.8	-0.0237	-0.0278	-0.0282	4000	1	-0.04384	-0.03678	-0.03214
24	4072.9	-0.058	-0.0431	-0.0349					
25	4250	-0.0925	-0.0581	-0.0411					
26	4427.1	-0.0918	-0.0622	-0.0435	4500	1.5	-0.09185	-0.06187	-0.04334
27	4604.2	-0.0919	-0.0615	-0.0431					
28	4781.3	-0.0864	-0.0555	-0.04					
29	4958.3	-0.0519	-0.0405	-0.0339	5000	2		-0.03684	-0.03228
30	5135.4	-0.0177	-0.0251	-0.027					
31	5312.5	0.00415	-0.013	-0.0203					
32	5489.6	0.00343	-0.0071	-0.0146	5500	2.5			
33	5666.7	0.00338	-0.00486	-0.0107					
34	5843.8	0.003	-0.00329	-0.0078					
35	6020.8	0.00233	-0.00219	-0.00569	6000	3			
36	6197.9	0.00191	-0.00158	-0.00437					
37	6375	0.00156	-0.00116	-0.00339					
38	6552.1	0.00128	-0.000866	-0.00266					
39	6729.2	0.00106	-0.000673	-0.00212					
40	6906.3	0.000874	-0.000541	-0.00174					
41	7083.3	0.00071	-0.00043	-0.00141					
42	7260.4	0.000563	-0.000334	-0.00113					
43	7437.5	0.000436	-0.000237	-0.000856					
44	7614.6	0.000325	-0.000125	-0.000561					
45	7791.7	0.000231	6.89e-06	-0.000232					
46	7968.8	0.000169	0.000171	0.000165					
47	8145.8	0.00016	0.000377	0.000665					
48	8322.9	0.000147	0.000579	0.00132					
49	8500	0.000111	0.000763	0.00216					

ПРИЛОЖЕНИЕ Е

Акт внедрения в учебный процесс

«УТВЕРЖДАЮ»

**Член Правления – Проректор
по академическим вопросам
НАО «Карагандинский
технический университет
имени Абылқаса Сагинова»**

И.И. Нусупбеков
«06» 05 2026 г.

АКТ ВНЕДРЕНИЯ

результатов научно-исследовательской работы в учебный процесс

1. Настоящим актом подтверждаем использование результатов диссертации Аманбаева Сабита Шаяхметовича «Разработка конструкции и расчет модульного путепровода с учетом свойств грунтового основания», представленной на соискание степени доктора философии (PhD) по образовательной программе 8D07102 – «Транспорт, транспортная техника и технологии» в НАО «Карагандинский технический университет имени Абылқаса Сагинова» на кафедре «Транспортная техника и Логистические системы».

В рамках организации учебного процесса проведения лекционных занятий по дисциплине «Организация и безопасность дорожного движения» были внедрены результаты анализа исследований докторской диссертации на тему: «Разработка конструкции и расчет модульного путепровода с учетом свойств грунтового основания». В частности, была присвоена тема лекции для студентов бакалавриата 3 курса образовательной программы 6B07106 «Транспорт, транспортная техника и технологии». Название лекции №13: «Дорожные условия и безопасность движения. Применение модульных путепроводов для обеспечения безопасности во время ремонта подземных инженерных сетей».

Краткая аннотация. В условиях усиливающихся требований к устойчивому развитию и ресурсосбережению особое значение приобретают инновационные технологии организации временных дорожных сооружений, обеспечивающие безопасность движения транспорта при проведении ремонтных работ на городских коммунальных сетях. Их внедрение позволяет минимизировать транспортные заторы, повысить безопасность участников дорожного движения и снизить негативное воздействие на городскую инфраструктуру.

Модульный мобильный путепровод представляет собой сборно-разборную мостовую систему на собственной ходовой части, предназначенную для организации безопасного проезда транспорта над траншеями при ремонте подземных инженерных сетей. Конструкция

позволяет оперативно перекрывать участки дорог без длительного закрытия движения, минимизируя заторы и риски ДТП в зонах производства работ.

При транспортировании путепровод перемещается в компактном транспортном положении тягачом на жесткой сцепке (рекомендуется КАМАЗ-65659-СА). Такая схема обеспечивает устойчивость автопоезда, управляемость и безопасность движения по городской улично-дорожной сети в строгом соответствии с разделом 20 и пунктами 23.2–23.5 ПДД РК, а также Правилами перевозки крупногабаритных и тяжеловесных грузов.

Транспортировка модульного путепровода осуществляется как негабаритного груза, поэтому обязательно оформляется специальное разрешение, согласовывается маршрут с учетом осевых нагрузок, радиусов поворота и высотных ограничений. Перевозка выполняется с сопровождением автомобилей прикрытия в соответствии с действующими нормативными требованиями Республики Казахстан.

Для обеспечения безопасности при перевозке конструкция оснащается контурной маркировкой, габаритными огнями, стоп-сигналами, указателями поворота, световозвращающими элементами и дополнительными средствами обозначения выступающих частей груза в соответствии с требованиями ТР ТС 018/2011 и п. 23.2 ПДД РК.

Перед вводом путепровода в эксплуатацию устанавливается комплекс временных дорожных знаков: ограничение скорости движения (15–20 км/ч), запрет остановки и стоянки, предупреждающие знаки о временном сооружении и другие знаки в соответствии с ПДД РК и нормативными документами по организации дорожного движения.

Путепровод оснащается эксплуатационными ограждениями, сигнальными элементами, средствами освещения зон въезда, съезда и самого сооружения. В темное время суток обязательно применяется дополнительное освещение, что предотвращает наезды и существенно повышает видимость для всех участников движения.

Для безопасной эксплуатации предусматривается система контроля технического состояния: проверка болтовых соединений, исправности тормозной системы ходовой части, элементов крепления модулей и регулярный осмотр конструкции перед каждым использованием, что гарантирует надежность временного дорожного сооружения.

Организация движения по модульному путепроводу включает строгое соблюдение ширины проезжей части (2,5 м), ограничение скорости, контроль дистанции и очередности проезда, что в совокупности с комплексом мер по обустройству зоны работ минимизирует динамические нагрузки на конструкцию и грунтовое основание и существенно снижает вероятность дорожно-транспортных происшествий.

Внедрение материалов диссертационной работы в учебный процесс позволяет студентам глубоко изучить практические аспекты влияния временных дорожных условий на безопасность движения, освоить нормативные требования ПДД РК к организации проезда в зонах ремонтных работ, особенности транспортировки и монтажа мобильных сооружений, а

также сформировать профессиональные компетенции по минимизации рисков ДТП при проведении дорожных и коммунальных работ.

Место и время внедрения: результаты диссертационной работы были внедрены в 6 семестре обучения согласно рабочей учебной программе бакалавриата ОП 6В07106 «Транспорт, транспортная техника и технологии».

Форма внедрения: лекция № 13 по дисциплине «Организация и безопасность дорожного движения» на тему: «Дорожные условия и безопасность движения. Применение модульных путепроводов для обеспечения безопасности во время ремонта подземных инженерных сетей»

Директор ДНИИ



Б.Д. Сулеев

Декан ФТЛиЭ



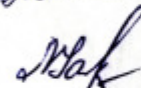
Э.Ж. Кызылбаева

Председатель КОК ФТЛиЭ



Н.Ф. Абаева

Заведующий кафедрой ТТЛС



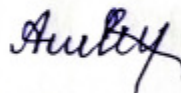
Н.Б. Жаркенов

Научный консультант



А.А. Ганюков

Докторант



С.Ш. Аманбаев

ПРИЛОЖЕНИЕ Ж
Акт внедрения в производство

УТВЕРЖДАЮ
Директор ТОО «Институт
Градиент Проект»
Королев Д.Е.
05 2026 г.



АКТ
о внедрении результатов диссертационной работы
докторанта Аманбаева С.Ш., представленной на соискание
степени доктора философии PhD

Мы, нижеподписавшиеся, директор ТОО "Институт Градиент Проект" Королев Д.Е. и представители НАО «Карагандинский технический университет имени Абылкаса Сагинова» в лице научного руководителя НИРД PhD, асс. проф. Ганюкова А.А. и исполнителя НИРД докторанта Аманбаева С.Ш., составили настоящий акт передачи в ТОО «Институт Градиент Проект» методики расчета конструкций модульного мобильного путепровода и технического задания на производство экспериментального образца.

В дальнейшем не подлежит взысканию денежных средств с ТОО "Институт Градиент Проект" за использование методики расчета конструкций модульного мобильного путепровода.

Научный руководитель НИРД *Ганю* Ганюков А.А.

Исполнитель НИРД *Аманбаев* Аманбаев С.Ш.