

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
«Уральский государственный университет путей сообщения»

На правах рукописи



Пермикин Анатолий Сергеевич

**СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДОВ РАСЧЕТА И
КОНСТРУКТИВНЫХ ФОРМ ГРУНТОЗАСЫПНЫХ
ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ ИЗ СТАЛЕФИБРОБЕТОНА**

Специальность 2.1.8. Проектирование и строительство дорог,
метрополитенов, аэродромов, мостов и транспортных тоннелей

Диссертация
на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель:
Доктор технических наук,
Доцент
Овчинников Илья Игоревич

Екатеринбург – 2025

Оглавление

ВВЕДЕНИЕ	7
1. ОБОСНОВАНИЕ АКТУАЛЬНОСТИ ИССЛЕДОВАНИЙ НОВЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ ФОРМ ГРУНТОЗАСЫПНЫХ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ И ВОДОПРОПУСКНЫХ ТРУБ ИЗ СТАЛЕФИБРОБЕТОНА	16
1.1. Обоснование актуальности применения грунтозасыпных мостов	16
1.2. Применение сталефибробетонных арочных несущих конструкций в грунтозасыпных искусственных сооружениях	19
1.2.1. Анализ возможности применения в водопропускных трубах большого диаметра под насыпями автомобильных и железных дорог ...	19
1.2.2. Влияние геометрических параметров армирующих элементов на сталефибробетонные смеси	24
1.2.3. Улучшение свойств сталефибробетона ориентацией металлических фибр магнитным полем	28
1.2.4. Анализ сил морозного пучения воздействующих на водопропускные трубы при их эксплуатации	34
1.2.5. Учет динамического воздействия на водопропускные трубы и заглубленные сооружения под насыпями автомобильных и железных дорог	36
1.2.6. Оценка ударной прочности сталефибробетона	37
Выводы по главе 1	39

2. МЕТОДОЛОГИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ И СРАВНИТЕЛЬНАЯ ОЦЕНКА РОССИЙСКИХ И МЕЖДУНАРОДНЫХ ПОДХОДОВ К МЕТОДАМ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ГРУНТОВОГО ДАВЛЕНИЯ НА ВОДОПРОПУСКНЫЕ СООРУЖЕНИЯ	41
2.1. Обзор и систематизация основных расчетных методик применительно к водопротускам трубам	41
2.2. Анализ современного состояния научно-методологической базы расчетов водопротускам труб	42
2.2.1. Формирование и развитие в работах известных ученых	44
2.2.2. Расширение и совершенствование середины и конца XX века	45
2.2.3. Актуальные научные разработки и публикации последних лет	45
2.3. Базовые принципы зарубежных расчётных методик	47
2.4. Основные применяемые методы расчета водопротускам труб	56
2.4.1. Указания СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы»	56
2.4.2. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications	59
2.4.2.1. Жесткие трубы	60
2.4.2.2. Гибкие трубы	62
2.4.3. Australia/New Zealand Standard AS/NZS 3725	62
2.5. Определение требуемой площади армирования	69
2.5.1. СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы»	69
2.5.2. Непрямой метод (AASHTO LRFD)	70
2.5.3. Прямой метод (AASHTO LRFD)	72
Выводы по главе 2.....	74

3. ПРИМЕНЕНИЕ ТЕОРИИ ПОЛУБЕЗМОМЕНТНЫХ ОБОЛОЧЕК В.З. ВЛАСОВА К РАСЧЕТУ ГРУНТОЗАСЫПНЫХ МОСТОВ И ТРУБ ИЗ СТАЛЕФИБРОБЕТОНА	77
3.1. Введение	77
3.2. Основные гипотезы расчета	78
3.2.1. Модель конструктивного элемента	78
3.2.2. Модель загрузки	80
3.2.3. Физические соотношения для усилий и деформаций, возникающих в оболочке	81
3.3. Разрешающее уравнение оболочки по полубезмоментной теории В.З.Власова применительно к сталефибробетонной цилиндрической оболочке	82
3.4. Применение вариационного метода В.З. Власова к расчету сталефибробетонной цилиндрической оболочки	84
3.5. Сравнительный анализ полученных уравнений в соответствии с применением полубезмоментной теории В.З.Власова с «нормативным методом расчета» представленным в СП 35.13330.2012 «Мосты и трубы»	91
3.5.1. Расчет арочного грунтозасыпного сталефибробетонного моста с применением полубезмоментной теории В.З.Власова	91
3.5.2. Расчет арочного грунтозасыпного сталефибробетонного моста методом сил в соответствии с СП 35.13330.2012 «Мосты и трубы»	94
3.5.3. Сопоставление результатов расчетов	98
Выводы по главе 3	100
4. ПРИМЕНЕНИЕ ЗАДАЧИ БУССИНЕСКА ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ДАВЛЕНИЯ НА ПОВЕРХНОСТЬ ГРУНТОЗАСЫПНЫХ МОСТОВ	102
4.1. Постановка задачи	102

4.2. Исходные данные	103
4.3. Задание расчетной схемы	103
4.4. Сбор нагрузок	106
4.4.1. Вертикальное давление на криволинейную поверхность	106
4.4.2. Горизонтальное давление на криволинейную поверхность	112
4.4.3. Задание коэффициентов постели	116
4.5. Загружение расчетной схемы	118
4.6. Определение перемещений	125
4.7. Сравнение полученных результатов с результатами натурного эксперимента	127
Выводы по главе 4.....	129
 5. РАЗРАБОТКА НОВЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ ФОРМ ГРУНТОЗАСЫПНЫХ МОСТОВ И ВОДОПРОПУСКНЫХ ТРУБ ИЗ СТАЛЕФИБРОБЕТОНА	
5.1. Разработка сборной конструкции водопропускной трубы	131
5.1.1. Существующие конструкции водопропускных труб	132
5.1.2. Предлагаемая конструкция сборной водопропускной трубы из сталефибробетонных блоков	137
5.1.2.1. Описание конструкции (RU 2 610 955 C2 «Водопропускное устройство»)	137
5.1.2.2. Монтаж	140
5.1.2.3. Заключение	141
5.2. Разработка конструкции грунтозасыпного моста	142
5.2.1. Обзор существующих конструкции мостов грунтозасыпной конструкции со сборной железобетонной аркой	143

5.2.2. Разработка сталефибробетонного моста грунтозасыпной конструкции	145
5.2.2.1. Описание конструкции грунтозасыпного моста (RU 2 638 218 С1 «Грунтозасыпной мост»)	146
5.2.2.2. Строительство моста	150
5.2.2.3. Заключение	151
5.3. Разработка фундамента для мостов грунтозасыпной конструкции ...	152
5.3.1. Существующие патенты фундаментов	152
5.3.2. Предлагаемая конструкция фундамента для мостов грунтозасыпной конструкции	155
5.3.3. Описание конструкции фундамента (RU 2 830 449 С1 «Монолитный фундамент»).....	156
5.3.4. Заключение	157
 ЗАКЛЮЧЕНИЕ	 158
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	161
Приложение А. Патенты.....	176
Приложение Б. Акты внедрения результатов научно-исследовательской работы.....	181

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы. Проблемы правильного и актуального сбора внешних подвижных сосредоточенных нагрузок, значительно меняющихся по толщине грунта в связи с их распределением по всему объему в трехмерной постановке, а также возможность совместной работы сталефибробетонных грунтозасыпных арочных конструкций с грунтом обратной засыпки (грунтом-матрицей) посредством коэффициента Пуассона являются одними из важнейших тем в современных исследованиях механики грунтов и проектировании мостов.

Применение сталефибробетона обусловлено прежде всего рядом его физико-механических характеристик, значительно превосходящих характеристики традиционно применяемых материалов, таких как: бутовый бетон, железобетон, армированный стержневой арматурой классов АIII или А500, стальные двутавровые балки, МГК и т.п.).

Наиболее значительными физико-механическим характеристикам сталефибробетона, при его применении при изготовлении несущих арочных конструкций грунтозасыпных искусственных сооружений и водопропускных труб являются:

- малый собственный вес несущих конструктивных элементов, отраженный в патентных решениях автора:
 - RU 2 638 218 C1 «Грунтозасыпной мост»;
 - RU 2 610 955 C2 «Водопропускное устройство»;
- повышенные эксплуатационные характеристики, такие как морозостойкость – F_1 , а также морозостойкость в солях – F_2 , за счет уменьшения воздухововлечения и изменения качественной и количественной поровой структуры бетона-заполнителя, введением металлической фибры, что позволяет использовать сталефибробетонные конструкции в сложных коррозионных условиях;

- технологичность строительного производства и менее затратные методы и способы выполнения обратной засыпки с минимальным применением «ручного труда» с его полной заменой автоматизированным и роботизированным комплексом работ, за счет повышенной ударной прочности и жесткости сечений сталефибробетонных конструкций.

Используя данные полученные автором в статьях на тему: «применение электромагнитного поля для ориентации металлической фибры в бетоне» и патенты: RU 2 451 647 C1 «Способ ориентации металлических дисперсно-армированных элементов в бетоне», RU 2 610 955 C2 «Водопропускное устройство», RU 2 638 218 C1 «Грунтозасыпной мост», RU 2 830 214 C1 «Опорный узел арочного моста», возможно строительство опытной модели моста, что позволит разработать технологию промышленного изготовления типовых звеньев труб под насыпями автомобильных и железных дорог, а также типовых элементов арочных конструкций грунтозасыпных искусственных сооружений на авто и железных дорогах Российской Федерации.

Перспективное использование сталефибробетонных арочных конструкций в качестве несущих элементов грунтозасыпных искусственных сооружений в будущем позволит:

- перекрывать пролетами реки шириной до 50 – 70 метров используя один пролет;
- выполнять развязки в разных уровнях используя не только пространство над пересекаемой дорогой, но и под ней;
- возводить тоннельную обделку в условиях городской застройки открытым способом с использованием типовых арочных конструкций;

- применять зонтичные камнезащитные сталефибробетонные конструкции на склонах, за счет повышенной ударопрочности сталефибробетона.

Более широкому применению сталефибробетонных сборных и монолитных несущих конструкций грунтозасыпных транспортных сооружений и труб под насыпями автомобильных и железных дорог препятствуют следующие факторы:

- отсутствие стандартизированных схем учета временных нагрузок от автомобильного транспорта, схема с заменой временной нагрузки «эквивалентным слоем грунта» не актуальна и дает завышенные и зачастую неправильные усилия в элементах;
- отсутствие стандартизированных расчетных схем, учитывающих совместную работу, конструкция – грунт, значительно снижающую усилия возникающие в элементах.

И даже применение громоздких конечноэлементных моделей не может дать исчерпывающий и верный ответ, ввиду огромного разнообразия как методов расчет, так и самих конечных элементов, описывающих грунт. Получение конечного результата полностью зависит от уровня инженера проектировщика и зачастую проверить конечный результат расчета вообще невозможно. Данная проблема возникает в связи с полным отсутствием нормативной базы, регламентирующей построение конечноэлементных моделей.

На сегодняшний день в нормативной базе Российской Федерации всего один нормативный документ регламентирует проектирование и конструирование мостов и труб – СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84* (с Изменениями №№ 1, 2, 3). В СП не описано ни одного конечного элемента и не приведено ни одной расчетной схемы применимой к конечноэлементной модели, что делает все расчеты в конечноэлементных программах индивидуальными, что приводит к

их огромному разнообразию и не позволяет создать единую базу проверенных и качественных конечноэлементных расчетов.

Единственным автором в РФ, кто пытается создать стандарт расчетов балочных мостов в ПК «Лира САПР» является Козлов Алексей Владимирович, его методические указания и научные статьи могли бы стать прототипом нормативного документа, регламентирующего единый и общий подход к созданию свода правил для стандартизации расчетов балочных мостов в конечноэлементной постановке.

Цель диссертационной работы – создание теории расчета совместной работы грунтозасыпных сталефибробетонных арочных конструкций с грунтом обратной засыпки от временных подвижных нагрузок АК и НК, учитывающей распределение напряжений в грунте в пространственной постановке.

Для выполнения данной цели необходимо решить следующие задачи:

1. Анализ физико-механических характеристик сталефибробетона и их применимости в мостостроении, а также в заглубленных сооружениях.
2. Сбор внешних нагрузок, как от веса обратной засыпки, так и временных подвижных нагрузок и их воздействие на заглубленные сооружения и грунтозасыпные мосты, а также стандартизация существующих методик расчета водопропускных труб и грунтозасыпных мостов.
3. Разработка готовой к практическому применению методики расчета грунтозасыпных сталефибробетонных мостов.
4. Разработка готовой к практическому применению теории определения напряжений в грунте обратной засыпки от подвижных нагрузок, представленных двухостными и четырехостными тележками А14 и Н14.
5. Разработка и конструирование новых форм:
 - грунтозасыпного сборного арочного мостового сооружения;
 - водопропускного сооружения кругового очертания из сборных блоков;

- унифицированного фундамента для распорных грунтозасыпных сооружений.

Научная новизна работы.

1. Разработана готовая к практическому применению методика расчета грунтозасыпных сталефибробетонных мостов на основе теории полубезмоментных оболочек В.З. Власова.
2. Разработана готовая к практическому применению теория определения напряжений в грунте обратной засыпки от подвижных нагрузок АК и НК при расчете грунтозасыпных сталефибробетонных мостов на основе задачи Буссинеска с учетом совместной работы грунт – мост.

Степень достоверности.

Основные гипотезы, выдвинутые в диссертационном исследовании основаны на строгих математических моделях, таких как задача определения напряжений от действия сосредоточенной силы на линейно-деформируемое полупространство – Задача Буссинеска и полубезмоментная теория оболочек В.З. Власова. Также было выполнено сравнение всех результатов выдвинутых гипотез с результатами натурных испытаний.

Практическая значимость работы.

Разработаны и запатентованы:

1. метод улучшения свойств сталефибробетона в тонкостенных конструкциях ориентацией фибр магнитным полем (RU 2 451 647 C1 «Способ ориентации металлических дисперсно-армированных элементов в бетоне»);
2. конструкция водопропускной трубы из сборных сталефибробетонных блоков (RU 2 610 955 C2 «Водопропускное устройство»);
3. конструкция грунтозасыпного сталефибробетонного моста из сборных блоков (RU 2 638 218 C1 «Грунтозасыпной мост»);

4. конструкция фундамента для грунтозасыпных мостов (RU 2 830 449 С1 «Монолитный фундамент»).

Теория определения напряжений в грунте обратной засыпки от подвижных нагрузок АК и НК при расчете грунтозасыпных ИССО, а также методика расчета грунтозасыпных сталефибробетонных мостов на основе теории полубезмоментных оболочек В.З. Власова входят в учебный план на кафедре «Мосты и транспортные тоннели» УрГУПС, а также приняты к использованию в проектных мостовых организациях УрФО, таких как ООО «Дорстандартпроект». Конструкция сборной водопропускной трубы, шарнирные опорные узлы и фундаменты для грунтозасыпных конструкций работающие на горизонтальное усилие представлены в мостостроительной организации ООО «Бридж», и в других ведущих строительных организациях Уральского Федерального округа.

К защите представлены:

1. Выводы по результатам анализа существующих методов сбора нагрузок от автомобильного транспорта на водопропускные трубы и грунтозасыпные конструкции, а также существующих методик расчета водопропускных труб по Российским и зарубежным нормам.

2. Методика улучшения свойств сталефибробетона ориентацией фибр магнитным полем.

3. Теоретическая методика расчета сталефибробетонных грунтозасыпных мостов совместно с грунтом обратной засыпки, базирующаяся на применении теории полубезмоментных оболочек Василья Захаровича Власова.

4. Методика определения напряжений в грунте обратной засыпки от подвижных нагрузок АК и НК при расчете грунтозасыпных сталефибробетонных мостов на основе задачи Буссинеска.

5. Запатентованные конструкции грунтозасыпного моста, водопропускной трубы, фундамента грунтозасыпного моста.

Апробация работы.

Все предположения, выдвинутые теории и полученные результаты исследования были представлены на всех уровнях международных и всероссийских конференций, семинаров и выставок:

1. Международная научно-практическая конференция «Научные исследования, наносистемы и ресурсосберегающие технологии в промышленности строительных материалов». XIX научные чтения» (г. Белгород, 05–08 октября 2010 года).
2. Международная конференция «Актуальные проблемы современного строительства, энергосберегающие технологии» (г. Пенза, 01–02 декабря 2011 года).
3. Всероссийская научно-практическая конференция студентов, аспирантов и молодых ученых с международным участием «Современные научные исследования в дорожном и строительном производстве» (г. Пермь, 19–20 мая 2011 года).
4. Международная научно – практическая конференция, посвященная 200-й годовщине победы России в Отечественной войне 1812 года «Модернизация и научные исследования в транспортном комплексе» (г. Пермь, 26–28 апреля 2012 года).
5. VI Международная научно – техническая конференции студентов, аспирантов и молодых ученых «Молодежь и научно-технический прогресс в дорожной отрасли юга России» (г. Волгоград, 15–17 мая 2012 года).
6. XIV Международная научно – техническая конференция «Актуальные проблемы строительства и строительной индустрии» (г. Тула, 26–29 июня 2013 года).
7. Международная научно – техническая конференция «Актуальные проблемы городского строительства» (г. Пенза, 09–11 декабря 2013 года).

8. Межвузовская научно – практическая конференция «Инновационные технологии в мостостроении и дорожной инфраструктуре» (г. Санкт-Петербург, 30 января 2014 года).
9. International scientific and practical conference «Transport: logistics, construction, maintenance, management» (г. Екатеринбург, 17–30 марта 2022 года).
10. VI Всероссийская национальная научно – практическая конференция «Инновационные технологии в строительстве и управление техническим состоянием инфраструктуры» (г. Ростов-на-Дону, 27–28 февраля 2024).
11. Международная научно – практическая конференция «Исследование и развитие рельсового и автомобильного транспорта (RND RNAT 2024)» (г. Екатеринбург, 22–23 мая 2024 года).
12. Всероссийская научно – практическая конференции с международным участием «Железнодорожный транспорт и технологии» (г. Екатеринбург, 27–28 ноября 2024 года).

По результатам всех вышеперечисленных конференций были опубликованы статьи автора, включенные в РИНЦ (Российский индекс научного цитирования).

Публикации.

Результаты исследований, предложенные научные теории и методики были отражены в 29 работах. В журналах, включенных Высшей аттестационной комиссией России в список изданий, рекомендуемых для опубликования основных научных результатов диссертации на соискание учёной степени кандидата и доктора наук – 5 работ. В рецензируемых научных журналах в Scopus – 1 работа. Патенты на изобретения – 5 штук.

Структура диссертационной работы.

Диссертационная работа состоит из следующих глав: введение, пять

частей основной части исследования, основных выводов по результатам работы, списка использованной литературы из 114 наименований и двух приложений. Представлена на 183-х страницах машинописного текста, содержит 70 рисунков и 19 таблиц.

1. ОБОСНОВАНИЕ АКТУАЛЬНОСТИ ИССЛЕДОВАНИЙ НОВЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ ФОРМ ГРУНТОЗАСЫПНЫХ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ И ВОДОПРОПУСКНЫХ ТРУБ ИЗ СТАЛЕФИБРОБЕТОНА

1.1 Обоснование актуальности применения грунтозасыпных мостов

Устойчивое развитие любой страны зависит в первую очередь от качества и количества автомобильных и железных дорог, чем больше и разветвлённое сеть автомобильных и железных дорог, тем быстрее происходит доставка грузов, тем самым помогая уменьшать эксплуатационные и временные затраты. Россия страна с самой большой в мире площадью, поэтому развитие дорог является первоочередной задачей. Однако большая протяженность дорог имеет и обратную сторону – капитальные затраты на содержание и их эксплуатацию возрастают геометрически от длины дорог. Ввиду сложившейся ситуации все более перспективным является внедрение малых мостов грунтозасыпных конструкций арочных конструкций из сталефибробетона [1-4].

Малые мосты грунтозасыпной конструкции с арочными сводами в качестве несущих элементов являются уже сейчас более рациональной альтернативой малым мостам разрезной балочной конструкции исходя из следующих факторов [5-12]:

- малый вес сборных элементов грунтозасыпных мостов позволяет производить строительство с применением малогабаритной и низкогрузоподъемной строительной техники, что дает возможность предъявлять менее жесткие требования к технологии строительного производства, а также удешевлять его;
- сборные элементы конструкции не требуют высокого инженерного уровня от работников монтажной организации, сборка интуитивно понятна;

- автоматизация и стандартизация процессов и материалов строительства позволяет создавать производственные схемы с применением инвентарных конструкций многократного применения;
- круговое очертание арочной несущей конструкции позволяет в минимизировать растягивающие напряжения и полностью раскрыть потенциал сталефибробетона;
- высокие специализированные качества сталефибробетона такие как ударочпрочность и коррозионная стойкость в большей мере подходят для конструкций, работающих в сложных коррозионных условиях;
- уменьшение сроков и стоимости строительства при большей технологичности, в том числе с применением роботизированных технологий строительства;
- применяя данные разработанные в диссертации возможна реализация следующих патентов, включающих как пролетное строение, так и фундаменты опор для разных типов грунтов, что снизит стоимость проектирования (патенты: RU 2 638 218 C1 «Грунтозасыпной мост», RU 2 610 955 C2 «Водопропускное устройство», RU 2 830 449 C1 «Монолитный фундамент»), представлены в главе 5 [13,14].
- отсутствие деформационных швов и опорных частей, являющихся «болевыми точками мостостроения».

К единственному существенному недостатку арочной несущей конструкции грунтозасыпных мостов можно отнести наличие горизонтальной составляющей в узле заделки в фундамент – распора, данный недостаток увеличивает размер фундаментов и тем самым приводит к удорожанию, в пятой главе диссертации автором предложена и запатентована конструкция фундамента на естественном основании со смещенной подошвой, что

позволяет существенно увеличить способность фундамента воспринимать горизонтальную составляющую нагрузки.

Опыт эксплуатации грунтозасыпных конструкций показывает, что грунтозасыпные мосты со сталефибробетонными арочными несущими конструкциями имеют повышенные эксплуатационные свойства за счет сочетания материала сталефибробетона и грунтозасыпной конструкции моста нивелируя недостатки и увеличивая достоинства друг друга, тем самым в результате значительно снижаются затраты на содержание и сокращается срок окупаемости объекта. Кроме того, несущие арочные конструкции грунтозасыпного типа мостов из сталефибробетона имеют более жесткую конструкцию менее подверженную деформациям и коррозионной устойчивостью в сравнении с широко применяемыми металлическими гофрированными конструкциями.

Мосты грунтозасыпной конструкции с круговыми и арочными несущими конструкциями из сталефибробетона имеют следующие основные преимущества по сравнению с балочными разрезными малыми железобетонными мостами:

- имеют непрерывную проезжую часть, что позволяет их использовать на высокоскоростных магистралях;
- позволяют вписывать любые продольные и поперечные клоны, а также горизонтальные и вертикальные кривые и виражи;
- за счет применения малой механизации при их изготовлении и строительстве более экономичны;
- при сопоставимых сечениях имеют гораздо большую грузоподъемность за счет совместной работы несущая конструкция – грунт обоймы.

По сравнению с металлическими грунтозасыпными гофрированными конструкциями сталефибробетонные арочные конструкции имеют следующие преимущества:

- долговечность – ввиду несравнимо более высоких показателей по коррозионной стойкости и жесткости сталефибробетона, что позволяет увеличить сроки эксплуатации сооружения до его капитального ремонта и уменьшает эксплуатационные расходы;
- технологичность – ввиду несравнимо более высоких показателей по трещиностойкости и ударопрочности, позволяющие арочным конструкциям из сталефибробетона снижать требования к обратной засыпке и тем самым открывать возможность роботизированному процессу строительства.

Несмотря на приведенные выше существенные преимущества грунтозасыпных арочных конструкций над применяемыми сейчас конструкциями, как грунтозасыпных мостов, так и разрезных балочных мостов на данный момент их применение единичны и разрознены, причиной этому служит отсутствие нормативных актов их проектирования, строительства и эксплуатации, а также сложность создания расчетных схем в конечноэлементной постановке.

Основной задачей исследования было создание полной теории расчетов грунтозасыпных искусственных сооружений с применением моделей реального распределения напряжений в грунте от сосредоточенных временных нагрузок АК и НК без применения «эквивалентного слоя грунта», а также учет работы конструкция – грунт.

1.2 Применение сталефибробетонных арочных несущих конструкций в грунтозасыпных искусственных сооружениях

1.2.1 Анализ возможности применения в водопропускных трубах большого диаметра под насыпями автомобильных и железных дорог

Основным отличием водопропускных труб, работающих под насыпями

автомобильных и железных дорог является наличие в водном потоке большого количества растворенных примесей, таких как соли, реагенты, растворяемые составляющие бетонного камня.

Конструкции трубы находятся под постоянным воздействием агрессивных сред, что неминуемо ведет к коррозионному повреждению. Также протекающий водный поток по сечению трубы не всегда ламинарен, зачастую в периоды паводков трубы работают в полупапорном, и папорном режимах, что создает турбулентное течение воды разрушающее сечение трубы истиранием ее внутренней поверхности, следовательно, применение обмазочной и оклеечной гидроизоляции дает только временный эффект защиты от коррозии несущих элементов.

Для улучшения эксплуатационных свойств труб предлагается использовать сталефибробетон, благодаря его физико – механическим характеристикам таким как: улучшенная поровая структура, морозостойкость, водонепроницаемость, стойкость к абразивному истиранию, данный материал идеально подходит для работы в таких сложных условиях продлевая срок эксплуатации сооружения и снижая затраты на проведение ремонтов.

Наиболее значительными физико-механическим характеристикам сталефибробетона, при его применении при изготовлении водопропускных труб являются:

- повышенные эксплуатационные характеристики, такие как морозостойкость – F1, а также морозостойкость в солях – F2, за счет уменьшения воздухововлечения и изменения качественной и количественной поровой структуры бетона-заполнителя, введением металлической фибры, что позволяет использовать сталефибробетонные конструкции в сложных коррозионных условиях;
- ориентация металлических фибр в процессе изготовления изделий по линиям основных напряжений позволит отказаться от применения стержневой арматуры АIII;

- возможность автоматизации и роботизации процесса выпуска сборных блоков и процесса строительства.

Наиболее полно качества сталефибробетона раскрываются в тонкостенных конструкциях, когда ориентация фибр армирования происходит механически и они выстраиваются по линиям главных напряжений.

Сталефибробетон, за счет равномерного распределения стальной фибры по площади сечения и полного отсутствия защитного слоя имеет повышенную трещиностойкость, как при динамическом циклическом нагружении, так и при постоянной нагрузке, что позволяет его применять в арочных и параболических конструкциях грунтозасыпного типа работающих на автомобильных и железных дорогах.

Учитывая ударопрочность сталефибробетона, возможно снижение требований к технологическому процессу обратной засыпки что открывает путь к роботизации и унификации процесса строительства.

Выделим основные усложняющие факторы при эксплуатации водопропускных труб под насыпями автомобильных и железных дорог:

- постоянный контакт поверхности трубы с солями и реагентами, смываемыми с поверхности проезжей части;
- большая часть внутренней поверхности трубы находится в зоне переменного уровня вод;
- лотковая часть подвержена абразивному истиранию частицами взвешенными турбулентным движением водного потока.

Улучшенная поровая структура сталефибробетона является одним из наиболее перспективных факторов его применения в коррозионно стойких конструкциях таких как водопропускные конструкции ИССО.

Использование стальной фибры в теле бетонной матрицы даёт неожиданное преимущество – коррозионную стойкость. За счет щелочной среды в теле бетона стальная фибра становится не восприимчивой к коррозии, возникающей в кислых средах – пассивируется. Что было доказано

многочисленными исследованиями западных ученых и инженеров, отслеживающих поведение и изменение прочностных и химических характеристик сталефибробетона при воздействии на него морской воды.

Еще одним неожиданным свойством сталефибробетона стало его повешенное сопротивление истиранию, анализируя данные полученные в результате экспериментов проводимых, как в Российской Федерации, так и за ее пределами в западных странах и Китае можно с уверенностью констатировать – сопротивление истиранию у сталефибробетона выше сопротивления истиранию даже высокомарочных бетонов в три – пять раз, что дает ему ряд преимуществ при использовании в лотковых конструкциях водопропускных труб и в других конструкциях подверженных постоянному воздействию водного потока, приводящего к абразивному истиранию защитного слоя и оголению рабочей арматуры с последующей её коррозией.

Процесс истирания любого композитного материала как бетон или сталефибробетон можно описать зависимостью между потерей массы материала за время воздействия фактора вызывающего процесс истирания.

Анализируя соотношение поверхностей армирующей стальной фибры и бетона – заполнителя, соответствующее 1,5 – 2,0 % влияние механических свойств металла фибры не может оказывать значительного воздействия на процесс истирания, следовательно, при вводе в бетон – матрицу стальной фибры происходит изменение свойств самого бетона.

Наиболее значимыми факторами упрочнения бетона – матрицы при введении в его состав стальной фибры являются:

- поверхность стальной фибры из – за разностей упругих свойств с бетоном – заполнителем адсорбирует свободную воду, тем самым снижая водоцементное соотношение и увеличивая жесткость сталефибробетона [15];
- в процессе введения стальной фибры и при её движении в объёме бетонной смеси происходит равномерное распределение отрезков

фибры по всему объему бетона, что нормализует поровую структуру создавая равномерное распределение закрытых пор [16].

Данные выводы нуждаются в экспериментальной проверке, поэтому было принято решение использовать данные испытания натуральных кубов со стороной 7 см [16].

Кубы изготавливались из бетона В25, состоящего из речного песка крупностью 2 мм и крупного заполнителя крупностью 10 мм.

В качестве фибры использовали стальную проволоку диаметром 0,3 – 1,0 мм, с отношением, длины к диаметру порядка 30 – 100.

Истираемость $K^и$, определяли, как соотношение уменьшение веса куба, к площади:

$$K^и = \frac{\Delta Q}{S}, \text{ г/см}^2 \quad (1.1)$$

где $K^и$ – коэффициент истираемости, г/см²;

ΔQ – изменение веса образца куба;

S – площадь.

Процесс истирания можно представить в виде следующей регрессии:

$$\varphi = \beta_0 + \beta_1 x \gamma_1 + \beta_2 \gamma_1^2 + \beta_3 \gamma_1 \gamma_2^{-1} + \beta_4 \gamma_1 x_2^{-2} + \beta_5 \gamma_3 \quad (1.2)$$

где $\varphi = K^и$ – теоретический показатель истираемости, г/см²;

$\gamma_1 = \Omega$ – объемный процент армирования;

$\gamma_2 = D^f$ – диаметр дисперсной арматуры;

$\gamma_3 = K_m^{ex}$ – экспериментальный показатель истираемости, г/см²;

β_{ii} – оценки коэффициентов регрессии формулы (1.2).

Далее используя данные эксперимента была получена следующая зависимость:

$$K^и = 0,49 - 0,03\Omega + 0,0017\Omega^2 - 0,048\frac{\Omega}{D^f} - 0,0053\frac{\Omega}{D^f} + 0,37K_m^{ex} \quad (1.3)$$

Выведенная формула истирания сталефибробетона показывает, что свойства сталефибробетона к воздействию к истиранию более чем в три раза превосходят свойства бетона.

Данный анализ позволяет с уверенностью сказать, что применение сталефибробетона более рационально в конструкциях, работающих на постоянное воздействие истирающих сред, таких как водный поток с взвешенными частицами.

1.2.2 Влияние геометрических параметров армирующих элементов на сталефибробетонные смеси

Технология производства сталефибробетона состоит из следующих технологических операций:

- изготовление армирующих элементов (фибр);
- упаковка с последующей транспортировкой;
- введение фибры в бетонную смесь;
- транспортировка готовой смеси к месту производства работ;
- бетонирование (укладка бетонной смеси).

Для удобства транспортировки, готовую фибру расфасовывают в мешки или короба, важно учитывать возможность транспортировки и перегрузки фибры в ручную, поэтому рекомендуемый вес одного мешка или коробки не более 25 килограмм [5].

Важным фактором выбора упаковки для хранения и транспортировки стальной фибры является ее насыпная плотность, которая будет зависеть как от диаметра фибры, так и от ее длины. Рассматривая работы профессора Курбатова Л.Г. [5], объемный вес насыпной проволочной фибры (кг/м^3) вычисляется по следующей формуле:

$$Q = \frac{4,5\rho \cdot D^f}{L^f}, \quad (1.4)$$

где Q – объёмный вес насыпной проволоочной фибры;

D^f – диаметр дисперсной арматуры;

L^f – длина дисперсной арматуры;

ρ – объёмный вес стали.

Одной из важнейших операций приготовления сталефибробетонной смеси является процесс ввода стальной фибры и ее равномерное распределение по всему объему бетона – матрицы [6 – 8].

Важным параметром является отношение длины фибры к ее диаметру ($\frac{L^f}{D^f}$). Как мы понимаем, увеличение длины фибры приводит к большей ее анкеровке в бетонную смесь, что положительно влияет на прочность сталефибробетона, с другой стороны, увеличение длины фибры усложняет процесс ввода фибры и ее равномерное распределение в бетоне [8].

В зависимости от соотношения ($\frac{L^f}{D^f}$) [3,5] можно выделить три основные состояния фибры: сыпучее, полусвязное и связанное.

В данной диссертационной работе, на основе анализа исследований других авторов и проведения экспериментов автором диссертационной работы выделена следующая градация состояний фибры:

- $\frac{L^f}{D^f} < 50$ – сыпучее;
- $\frac{L^f}{D^f} = 50 - 100$ – полусвязное;
- $\frac{L^f}{D^f} > 100$ – связанное.

Введение сыпучей фибры в бетонную смесь не вызывает трудностей. Весь объем фибры вводится сразу. Последовательность введения фибры в бетонную смесь не важна, возможна любой порядок введения компонентов сталефибробетона.

Введение в бетон полусвязной фибры вызывает трудности, при введении всего объема фибры разом фибра комкуется и создает «ежи» – комки фибры сцепленной друг с другом. При введении полусвязной фибры нужна четкая

последовательность действий. Лучше всего вводить фибру порционно с применением постоянного вибрирования и перемешивания смеси.

Связную фибру рекомендуется вводить в сухую смесь порционно с полным ее перемешиванием и последующим затворением [9].

Анализируя данные полученные в предыдущем абзаце можно сделать вывод, что приготовление сталебетонной смеси является комплексной задачей в которой невозможно учитывать только один фактор – прочность сталефибробетонной смеси, нужно балансировать между прочностью и технологичностью производства, что делает задачу крайне сложной.

Интересную идею предложила одна из западноевропейских компаний, она предлагает поставку фибры в порционных брикетах в которых фибры объединены водорастворимым клеем по десять – двадцать штук, что по их мнению позволит сделать процесс введения фибры проще и эффективнее, по мнению автора диссертации данный способ упаковки фибры является дорогостоящим и влияние клея на состав бетонной смеси может иметь далеко идущие последствия, которые не возможно предсказать без экспериментального подтверждения [10].

Основными параметрами сталефибробетона, определяющими почти все его свойства принято считать объемное содержание фибры в бетоне – матрице и их длину.

Существует несколько подходов для определения оптимальной длины фибр (дисперстной арматуры), далее представим одну из самых важных и интересных формул:

$$L_{opt}^f = k \frac{D^f}{L^f} 100, \quad (1.5)$$

где L_{opt}^f – оптимальная длина дисперстной арматуры;

k – коэффициент типа смесителя ($k = 1,5 - 2,5$) [8].

D^f – диаметр дисперсной арматуры;

L^f – длина дисперсной арматуры;

Данная формула имеет смысл, но она не учитывает еще ряд параметров, таких как поперечное сечение фибры (на данном этапе развития сталефибробетона применяется большое количество фибр с разным поперечным сечением), так и размера крупного заполнителя.

Влияние крупного заполнителя на приготовление и на свойства набравшего прочность сталефибробетона очень велико. При увеличении фракции крупного заполнителя уменьшается количество и длина фибр, которые можно ввести в бетонную смесь, без применения специальных технологий [8, 9]. Крупность заполнителя влияет на распределение фибровых волокон по всему объему бетонной матрицы, схематичное расположение представлено на рисунке 1.1.

Правильный подбор состава бетонной матрицы является одной из важнейших составляющих приготовления сталефибробетонной смеси.

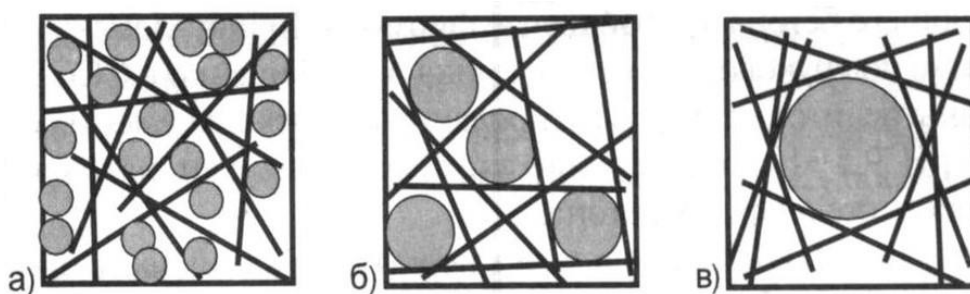


Рисунок 1.1 – Схематичное отображение распределения фибры в сталефибробетонной смеси

- а) крупность заполнителя – 5,0 мм;
- б) крупность заполнителя – 10,0 – 15,0 мм;
- в) крупность заполнителя – 20 – 30 мм.

Одним из негативных факторов, возникающих при введении стальной фибры в бетонную матрицу является снижение удобоукладываемости, что негативно влияет на процесс бетонирования конструкций (рисунок 1.2).

Решением данной проблемы может служить грамотный подбор пластифицирующих добавок в бетонную смесь, что в свою очередь позволит

более полно использовать преимущества сталефибробетона, нивелируя его недостатки [7, 11].

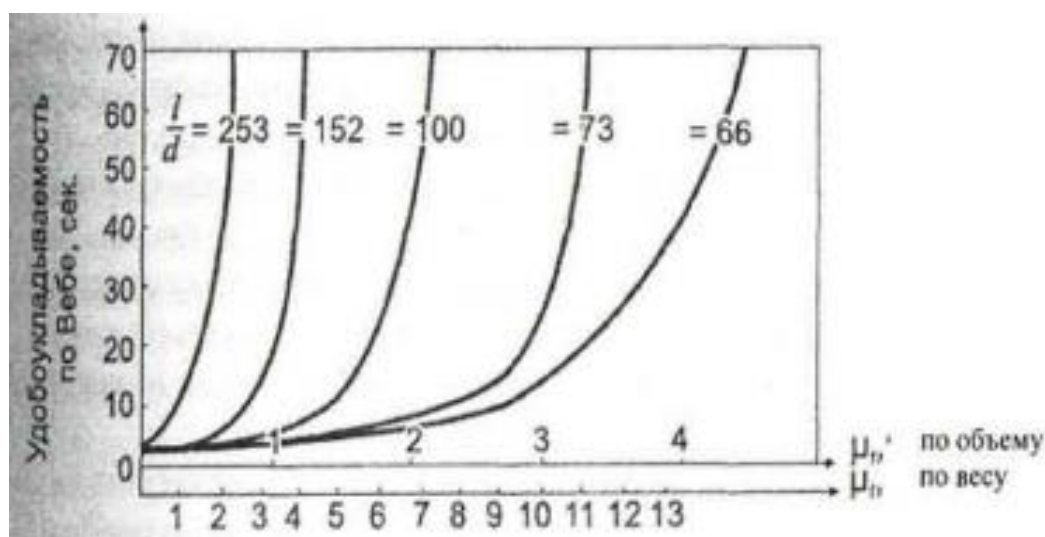


Рисунок 1.2 – График влияния объемного и весового содержания стальной фибры на удобоукладываемость сталефибробетонной смеси по Вебе, сек в зависимости от отношения $\frac{l}{d}$.

Данный график, представленный на рисунке 1.2 еще раз подтверждает, что идеальным соотношением длины фибры к ее диаметру является соотношение от 100 до 50, что являет собой «полусвязное» состояние фибры.

1.2.3 Улучшение свойств сталефибробетона ориентацией металлических фибр магнитным полем

Сталефибробетон, как и железобетон является композиционным материалом, в котором бетон – матрица работает совместно со стальной арматурой АIII или А500 с или стальными фибрами за счет адгезии арматуры и бетона, в классическом понимании бетон работает на сжатие, а арматура на растяжение, в сталежелезобетоне же армирующая фибра и бетон совместно работают и на растяжение и на сжатие.

Выше были подобраны и обоснованы основные типоразмеры стальных

фибр и состава бетона – матрицы, для изготовления наиболее подходящего состава сталефибробетона обладающего как повышенными характеристиками по прочности, истираемости, морозостойкости, ударопрочности, так и повышенными характеристиками по удобоукладываемости, замешиванию и простоте ввода стальной фибры в бетонную смесь.

Интересный эффект наблюдается в тонкостенных сталефибробетонных конструкциях и сталефибробетонных трубах, изготовленных методом центрифугирования – ориентация фибр в одном направлении, что повышает несущую способность сечений с ориентированным фибровым армированием.

Необходимо более детально изучить методы и возможности ориентации стальных фибр в бетоне – матрице.

Изучая многочисленные эксперименты, проведенные высококвалифицированными коллективами можно с уверенностью определить момент сил, с которым необходимо подействовать на стальную фибру в бетонной смеси для её поворота. В эксперименте использовалась стальная фибра, выполненная из проволоки, как самая простая в изготовлении и наиболее распространенная. Соотношение длины фибры к ее диаметру $\frac{L^f}{D^f} = 50$ соотносится с сыпучим состоянием фибры и хорошо описывается следующей формулой:

$$M_{rot} = \varphi \times D^f \times (L^f)^2 \quad (1.6)$$

где M_{rot} – момент, необходимый для поворота стальной фибры;

φ – коэффициент сдвигового напряжения 2,5 кПа;

D^f – диаметр фибры;

L^f – длина фибры.

Значение φ напрямую зависит от силы P , описывающей адгезию фибры в бетоне, рассмотрим полученную зависимость формулой (1.7):

$$\varphi = \frac{P}{4 \times D^f \times L^f} \quad (1.7)$$

где φ – коэффициент сдвигового напряжения;

D^f – диаметр фибры;

L^f – длина фибры;

P – сила адгезии фибры в бетоне.

При воздействии на сталефибробетон электромагнитного поля, на стальные фибры будет действовать вращающий момент, чтобы вектор её магнитного момента стал параллелен вектору магнитной индукции поля:

$$M_{rot}^I = \overrightarrow{\rho_m} \cdot \vec{B} \cdot \sin\beta \quad (1.8)$$

где M_{rot}^I – вращающий момент, действующий на стальную фибру;

$\overrightarrow{\rho_m}$ – магнитный момент стальной фибры;

$\vec{B}$ – магнитная индукция внешнего магнитного поля;

β – угол между вектором магнитного момента и вектором магнитной индукции.

Используемая в приготовлении стальная фибра имеет диаметр намного меньший относительно её длины $\frac{L^f}{D^f} = 50$, для фибры в сыпучем состоянии.

Магнитный момент стальной фибры можно описать следующей формулой:

$$\overrightarrow{\rho_m} = 0,785 \cdot B_s \cdot L^f \cdot (D^f)^2 \quad (1.9)$$

где $\overrightarrow{\rho_m}$ – магнитный момент стальной фибры;

B_s – индукция насыщения стали фибры – 1,3 Тл;

D^f – диаметр фибры;

L^f – длина фибры;

Нужно отметить одну не маловажную деталь, магнитный момент для одной фибры описанный формулой 1.9 применим только при воздействии поля на одну изолированную фибру, при воздействии электромагнитного поля на сложный композиционный материал, такой как сталефибробетон нужно учитывать следующие факторы:

- при воздействии электромагнитного поля на стальные фибры они преобразуются в диполи, что позволяет им взаимодействовать полюсами друг с другом;
- насыщенность бетона – матрицы крупным заполнителем и стальной фиброй создает механические препятствия для поворота фибры;
- как было сказано выше, введение стальной фибры снижает удобоукладываемость сталефибробетона, что влияет на жесткость смеси.

Для оценки влияния вышеизложенных факторов был проведен ряд экспериментов со сталефибробетонной смесью обладающей следующим составом: связующее – портландцемент, мелкий заполнитель – песок фракций 2 – 5 мм, стальная проволоочная фибра $L^f = 10 - 15$ мм, $D^f = 0,32$ мм. Коэффициент объемного армирования составил 1,5 %.

При анализе данных экспериментов было обнаружено несколько интересных закономерностей: поворот группы стальных фибр, находящихся в составе сталефибробетонной смеси начинал происходить при большем значении индукции магнитного поля нежели при повороте одиночной фибры, но при достижении угла в диапазоне $30^\circ - 40^\circ$ к линиям электромагнитного поля соленоида поворот стальных фибр продолжался, даже при постоянном электромагнитном поле, что подтверждает вывод об образовании диполей.

Для расчета индукции поля, необходимой для ориентации фибр в сталефибробетонных смесях предлагается использовать следующую формулу, учитывающую все факторы, влияющие на фибру в бетонной матрице:

$$B_{sf} = 2,5 \cdot \varphi \cdot \left(\frac{L^f}{B_s \cdot D^f} \right) \quad (1.10)$$

где $\overrightarrow{B_{sf}}$ – магнитная индукция внешнего магнитного поля, необходимая для ориентации фибр в сталефибробетонной смеси;

B_s – индукция насыщения стали фибры – 1,3 Тл;

D^f – диаметр фибры;

L^f – длина фибры.

φ – коэффициент сдвигового напряжения.

Учитывая данные проведенных экспериментов и выведенные зависимости, можно сделать вывод о теоретической возможности выполнения экспериментальной установки для ориентации стальных фибр при помощи электромагнитного поля при обязательном подборе состава сталефибробетонной смеси учитывая крупность заполнителя, водоцементное отношение, осадку конуса и подбор параметров самой фибры.

Наиболее подходящий состав для экспериментальной установки должен находиться в следующих пределах:

- мелкий заполнитель – песок фракций 2 – 4 мм [18];
- крупный заполнитель – кубовидный щебень фракцией 10 – 15 мм;
- длина фибры – не более 80 мм;
- диаметр фибры – не более 1,5 мм;
- отношение длины фибры к диаметру $\frac{L^f}{D^f} = 50 - 100$, что характеризует полусвязное состояние;
- коэффициент объемного армирования не более 2,0 %.

По результатам выполненной работы по изучению возможности поворота фибр в теле бетона – матрицы был разработан «Способ ориентации металлических дисперсно-армирующих элементов в бетоне» отраженный в патенте RU 2 451 647 C1 «Способ ориентации металлических дисперсно-армирующих элементов в бетоне» [19].

Метод приготовления сталефибробетонной смеси предлагается автоматизировать с точным добавлением всех компонентов включающих: воду, связующее в данном случае цемент, фракционированный мелкий заполнитель – фракций 2 – 4 мм и крупный заполнитель – кубовидный щебень фракцией 10 – 15 мм

В полученную смесь, после её полного замешивания вводится стальная фибра диаметром не более 1,5 мм, длиной не более 70,0 мм.

Далее готовую смесь укладывают в виброопалубку, расположенную в соленоиде с электромагнитным полем индукцией в 0,1 – 0,4 тесла.

На рисунке 1.3. показана принципиальная схема последовательности операций, при производстве сталефибробетонных блоков по предложенной технологии.

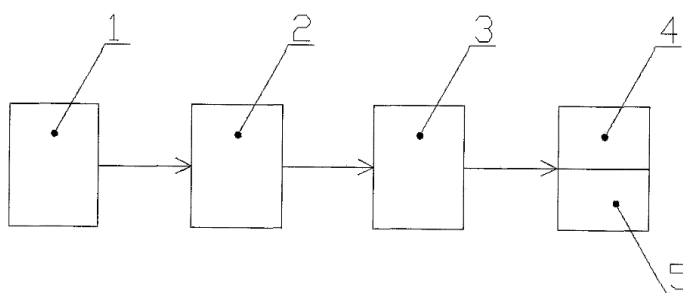


Рисунок 1.3 – Принципиальная схема последовательности операций предложенной технологии при производстве сталефибробетонных блоков.

1 – замешивание бетона – матрицы;

2 – введение стальной фибры;

3 – передача сталефибробетонной смеси в виброопалубку;

перемещение виброопалубки в соленоид, для
воздействия электромагнитным полем – 4 и вибрацией – 5.

Предложенный метод изготовления блоков сборной конструкции с ориентированным фибровым армированием позволяет полностью исключить стержневую арматуру АIII, что делает процесс изготовления блоков абсолютно автоматизированным и роботизированным. Полная автоматизация процесса позволит изготавливать абсолютно идентичные блоки любой конфигурации за

счет использования инвентарной опалубки.

Теоретические расчеты, представленные выше позволяют сделать вывод о реальности выполнения данной технологической схемы, а автоматизация процесса позволяет говорить о экономической целесообразности применения данного способа в строительстве и производстве блоков для любых сборных конструкций, работающих в сложных коррозионных условиях.

1.2.4 Анализ сил морозного пучения воздействующих на водопропускные трубы при их эксплуатации

Анализируя данные полученные в работах [20-35] на заглублённые сооружения в насыпях автомобильных и железных дорог, находящихся в зонах промерзания с одной стороны и в зонах оттаивания с другой действуют силы морозного пучения и просадочные деформации возникающие уже в процессе жизненного цикла сооружения в результате заиливания фильтрующих грунтов обратной засыпки и грунтов основания.

Рассматривая рисунок 1.5 видим изополя промерзания грунта, как обратной засыпки, так и грунта подстилающего слоя основания водопропускной трубы выполненной согласно типовому проекту 3.503.1 – 112.97.

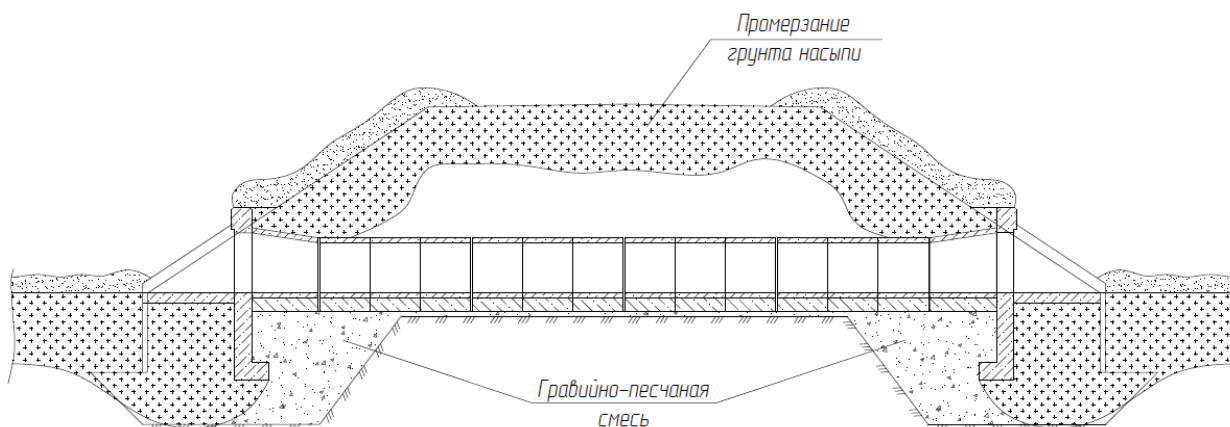


Рисунок 1.4 – Изополя промерзания грунта в типичной конструкции железобетонной водопропускной трубы под насыпями автомобильных и железных дорог.

На рисунке 1.4 изображены изополя промерзания грунта в типичной конструкции железобетонной водопропускной трубы под насыпями автомобильных и железных дорог, рассчитанные автором для г. Екатеринбурга.

Из рисунка можно сделать вывод о том, что промерзанию подвержены, как оголовки водопропускных труб, так и подстилающий слой тела трубы, а в особенности грунт насыпи, расположенный выше тела трубы.

Хотя для обратной засыпки используется фильтрующий грунт в процессе эксплуатации сооружения происходят необратимые изменения – кольматация и грунт начинает проявлять пучинистые и просадочные свойства, что необходимо учитывать в процессе проектирования.

Рассмотрим рисунок 1.5. На нем показаны силы морозного пучения, действующие на оголовки водопропускной трубы типичной для Уральского Федерального округа [35].

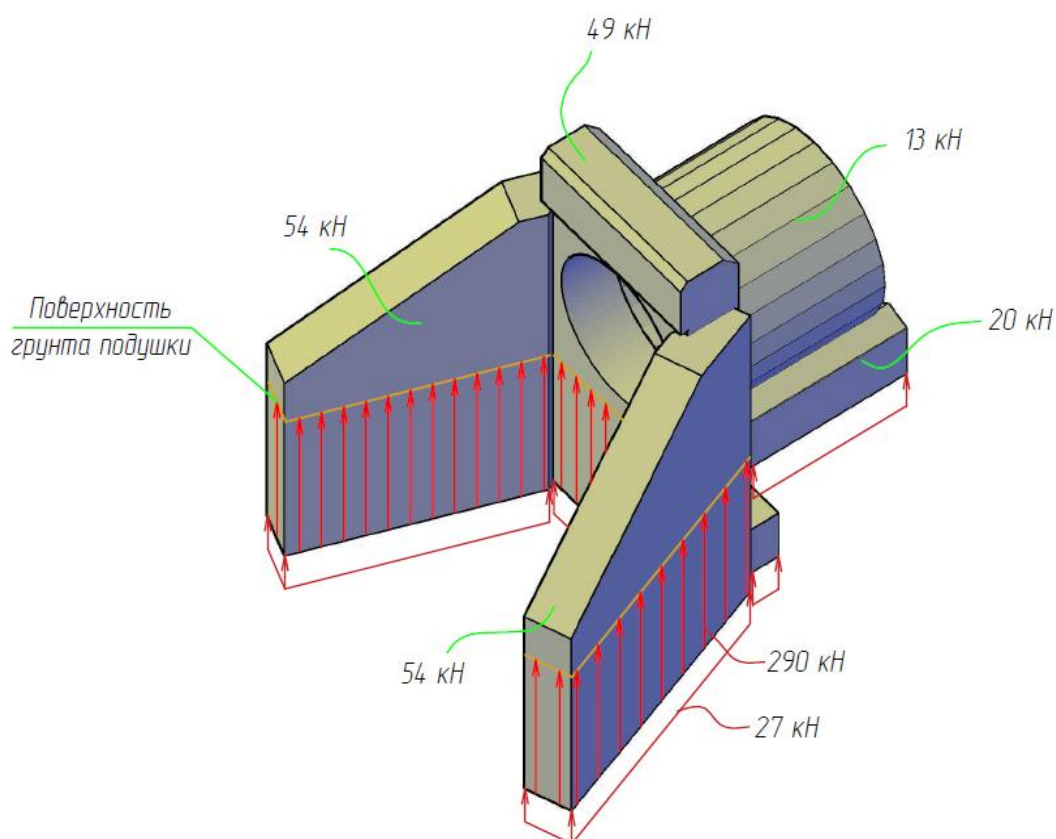


Рисунок 1.5 – Нагрузки, возникающие от сил морозного пучения на оголовки водопропускной трубы.

Нагрузки достигают 54 кН, что не компенсируется весом оголовка и приводит к деформациям открылков и нарушению водозащитного барьера, образуемого оголовком трубы и в дальнейшем приводит к размытию насыпи и просадочным процессам в полотне дороги.

Считаю целесообразным включать в расчеты заглубленных сооружений воздействие сил морозного пучения вследствие деградации и засорения фильтрующего грунта.

1.2.5. Учет динамического воздействия на водопропускные трубы и заглубленные сооружения под насыпями автомобильных и железных дорог

Рассмотрим еще один интересный параметр связанный с заглубленными сооружениями на сети автомобильных дорог, применительно к водопропускным трубам – динамический коэффициент $1 + \mu$ применяемый для определения воздействия динамических нагрузок согласно СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы» [38].

Обоснуем возможность применения сталефибробетона в конструкциях, работающих под динамическими нагрузками.

Согласно СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы»:

Динамические коэффициенты $1 + \mu$ для нагрузок от подвижного состава железных дорог, а также автомобильных и городских дорог следует принимать равными:

- к вертикальным нагрузкам АК для железобетонных звеньев труб и подземных пешеходных переходов под автомобильными дорогами.

$$1 + \mu = 1,00 \quad (1.11)$$

- к временной вертикальной нагрузке в виде колонн двухосных автомобилей АВ звеньев водопропускных труб при отсутствии засыпки над ними:

$$1 + \mu = 1 + \frac{81 - \lambda}{135} \quad (1.12)$$

где λ – длина загрузки (ширина звена трубы).

- к временной вертикальной нагрузке виде колонн двухосных автомобилей АБ для бетонных опор и звеньев труб, при общей толщине засыпки (с учетом слоев дорожной одежды) не менее 1,0 м – для звеньев труб из железобетона и не менее 0,5 м – для элементов, перечисленных выше:

$$1 + \mu = 1,00 \quad (1.13)$$

Используя формулы (1.11) и (1.12) выполнены расчеты динамического коэффициента при разной толщине засыпки, что отражено на рисунке 1.6.

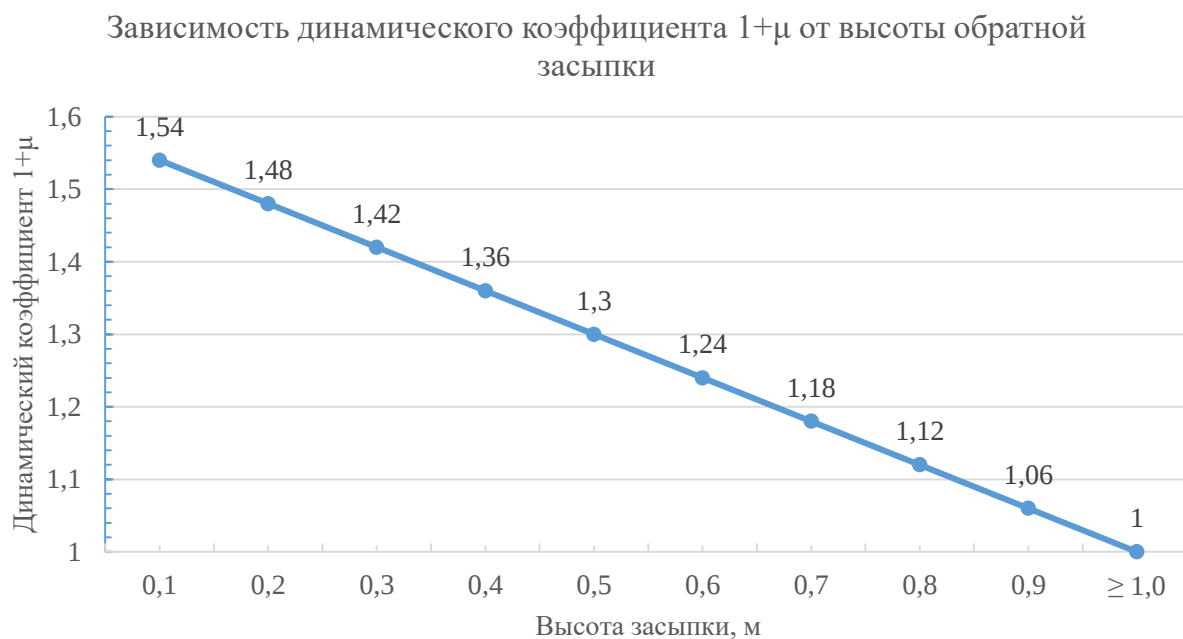


Рисунок 1.6 – Зависимость динамического коэффициента от высоты засыпки

1.2.6. Оценка ударной прочности сталефибробетона

Анализируя данные работ [36], [37] можно сделать вывод о том, что сталефибробетон обладает значительной ударной прочностью, что подтверждено экспериментально и эмпирически.

Для определения ударной прочности сталефибробетона необходимо произвести измерение количества ударов по образцу до видимого появления следов нарушения его целостности – трещин, каверн.

Данную характеристику необходимо связать с усталостными напряжениями, возникающими от циклического ударного воздействия с относительным уровнем напряжений в бетоне – матрице σ_d/R используя формулу:

$$\sigma_d/R = k_d - k_r \lg N \quad (1.14)$$

где σ_d – нормальное сжимающее динамическое напряжение, МПа;

R – статическая прочность бетона при сжатии, МПа;

k_d – коэффициент динамического упрочнения 1,71;

k_r – коэффициент выносливости 0,24;

N – количество ударов одинаковой энергии.

Учитывая данные экспериментов в работе [3] определена ударная прочность бетона и подобран оптимальный процент фибрового армирования.

В бетонную смесь одного состава с одного выполненного замеса добавлялась фибра со следующими характеристиками:

- длина фибры – не более 80 мм;
- диаметр фибры – не более 1,5 мм;
- отношение длины фибры к диаметру $\frac{L^f}{D^f} = 50 - 100$, что характеризует полусвязное состояние;

После проведения серии испытаний с разным процентом армирования был определен оптимальный процент армирования сталефибробетона – 1,5%, что согласуется с данными полученными при подборе состава бетона.

Выводы по главе 1

1. Конструкции мосты грунтозасыпной арочной конструкции со сталефибробетонным несущим сводом имеют большие перспективы их применения на автомобильных и железных дорогах Российской Федерации. Область их применения не ограничивается только мостами и путепроводами, также большой практический интерес вызывает их применение в тоннелестроении и в качестве защитных веерных сооружений в гористой местности. Грунтозасыпные мосты, при их повсеместном внедрении и создании нормативных баз по их проектированию, и строительству способны заменить малые балочные разрезные мосты, за счет удешевления строительства и эксплуатации.

2. Анализируя данные эксплуатации водопропускных труб на сети автомобильных и железных дорог можно выделить основные проблемы их эксплуатации: засорение, коррозионное разрушение сточными водами, насыщенными солями и реагентами, истирание защитного слоя конструкций трубы, соприкасающихся с водным потоком, динамические воздействия от недостаточной толщины обратной засыпки.

3. Применение сталефибробетона решает все основные проблемы, возникающие при эксплуатации водопропускных труб, за счет коррозионной стойкости, прочности, повышенному сопротивлению истиранию.

4. Разработанный в рамках диссертационной работы способ ориентации металлической дискретной арматуры (фибр) в бетоне – матрице магнитным полем позволяет выстраивать сложные композиционные тонкостенные конструкции с ориентированным фибровым армированием, работающие на восприятие внешних действующих моментов, тем самым уменьшая ресурсоемкость конструкций и увеличивая срок службы сооружений.

5. Сбор нагрузок и расчетные схемы заглубленных сооружений под

насыпями автомобильных и железных дорог должны включать силы морозного пучения, оказывающие существенное влияние на эти конструкции в процессе эксплуатации. Дренирующие свойства, как грунтов обратной засыпки, так и грунтов подстилающего слоя изменяются в процессе жизненного цикла сооружения и могут в результате колюматации становиться, как набухающими, так и пучинистыми, что не учитывается в процессе проектирования и конструирования.

6. Вычисляя $1+\mu$ (динамическую составляющую временной нагрузки) согласно требованиям СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы», получаем значения от 1,00 до 1,59 в зависимости от толщины обратной засыпки над заглубленным сооружением, из этого следует вывод, что учет динамической составляющей временной нагрузки ведется с толщины засыпки менее одного метра над заглубленным сооружением., что не согласуется с требованием в п.5.2.2. ГОСТ 32871-2014 «Трубы дорожные водопропускные, технические требования», который гласит что «для обеспечения долговечности водопропускных труб наименьшую толщину засыпки над звеньями труб следует принимать на автомобильных дорогах равной 0,5 м до низа дорожной одежды, но не менее 0,8 м до верха дорожного покрытия», следовательно конструкции заглубленных сооружений под насыпями автомобильных и железных дорог следует считать с учетом динамической составляющей временных подвижных нагрузок.

7. В результате проведенного анализа существующих Российских и зарубежных исследований были определены:

- оптимальное соотношение длины фибры к ее диаметру: $\frac{L^f}{D^f} = 50 - 100$;
- оптимальный процент армирования сталефибробетона: 1,5% – 2,0%;

2. МЕТОДОЛОГИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ И СРАВНИТЕЛЬНАЯ ОЦЕНКА РОССИЙСКИХ И МЕЖДУНАРОДНЫХ ПОДХОДОВ К МЕТОДАМ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ГРУНТОВОГО ДАВЛЕНИЯ НА ВОДОПРОПУСКНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

2.1 Обзор и систематизация основных расчетных методик применительно к водопропускным трубам

Основой данной главы является задача вычисления нагрузок от грунтового массива и временных подвижных нагрузок на водопропускные трубы, уложенные в насыпь автомобильных и железных дорог.

Получить точные значения напряжений на границе труба – грунт сложная задача. Основной причиной служит сложная механика совместной работы жёсткой несущей конструкции и деформируемой среды обратной засыпки, а также в большом разбросе инженерно-геологических характеристик грунтов, которые трудно поддаются однозначной стандартизации.

Итоговая величина усилий в теле трубы складывается под влиянием множества переменных величин: податливости оболочки трубы (деформативность), способа её опирания и укладки, типа грунтового основания и его характеристик, физико-механических свойств обратной засыпки и ряда других условий, которые проявляют себя в процессе эксплуатации.

Описана эволюция ключевых зарубежных гипотез и методик расчёта, не потерявших своё фундаментальное значения до наших дней. Разбираются предлагаемые ими расчетные схемы и схемы сбора нагрузок, введённые упрощения, допущения и границы их применимости, а также подходы к интеграции в расчёт перечисленных выше параметров.

Отдельно освещены концептуальные основы, принятые в иностранном инженерном деле: метод прямого расчёта конструкций и метод непрямого

проектирования для бетонных труб высокой жёсткости.

Далее проведён сопоставительный разбор трёх нормативных систем:

1. Отечественная база – СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы»;
2. Единые требования Австралии и Новой Зеландии – AS/NZS 3725.
3. Североамериканский документ – AASHTO LRFD Bridge Design Specifications;

Для каждого из сводов правил смоделировано несколько комбинаций нагружения, отражающих их специфику. Варьируемыми параметрами служат геометрические и жёсткостные характеристики трубы, устройство ложа и свойства грунтов обратной засыпки.

Выполнение сравнительного расчёта, представленного в заключительной части главы, даёт возможность сопоставить цифры вертикальной и горизонтальной составляющих давления для гибких и неподатливых трубопроводов, а также наглядно представить набор учтённых предпосылок и упрощений.

На базе выполненных расчетов, сформулированы заключения о сильных и слабых сторонах каждого из трёх подходов, обозначены условия их корректного применения и высказаны предположения о вероятных треках развития норм проектирования и технологий строительного производства подобных сооружений.

2.2 Анализ современного состояния научно-методологической базы расчетов водопропускных труб

Разнообразие и сложность стандартизации грунтовых условий порождают появление концепций и теоретических построений, являющихся не строгими механическими законами, а эмпирическими зависимостями, построенными на базе опытных исследований. Механика грунтов – наука

относительно молодая, не исключено, что во многом именно этим продиктован разброс существующих расчётных методик.

Современный инженер-строитель обязан уверенно ориентироваться в способах решения и теориях грунтовой механики. Без осознанного понимания внутренней логики расчёта, его достоинств, слабых мест и граничных условий невозможно грамотно применить ту или иную теорию к конкретной задаче. В конечном же счёте именно это определяет, удастся ли ощутимо сберечь финансовые и временные ресурсы на этапах строительства и дальнейшей эксплуатации объекта или нет.

Нормативные методики расчета и сбора нагрузок на водопропускные трубы, применяемые на сегодняшний день оставляют без внимания большую часть свойств грунтов при их укладке, а также при их эксплуатации в составе дорожной насыпи, и результат данных просчетов носит переменный характер – по одним категориям грунтов закладываются неоправданно высокие запасы по прочности и устойчивости, по другим несущая способность грунтов не обеспечивается, что влечет за собой деформации дорожного полотна и тем самым снижает долговечность и что еще хуже безопасность автомобильных дорог России.

Требуется принимать во внимание и фактор изменения характеристик грунтов в течении жизненного цикла сооружения. Характеристики как грунта обратной засыпки, так и подстилающего слоя грунта претерпевают изменения под длительным воздействием подвижной нагрузки, постепенно доуплотняясь.

Также негативно на эксплуатационную устойчивость грунтов влияют:

- периодическое замачивание;
- воздействие дорожных реагентов и отработавших газов автомобильного транспорта;
- кольматация (деградация фильтрующих свойств грунтов в процессе эксплуатации, характеризующееся заиливанием пор грунта), и как следствие, процессы пучения.

Именно проблема пучинистых явлений в контексте водопропускных конструкций была предметом анализа в публикации [35]. В ней отмечается, что бытующая сегодня проектная культура предписывает лишь простейшие противопучинные мероприятия, которые на длительном горизонте эксплуатации закономерно обнаруживают свою несостоятельность и малую эффективность. В связи с этим вопрос гарантированной надёжности водопропускных труб в районах глубокого сезонного промерзания остаётся остроактуальным и требует дальнейшего всестороннего изучения.

2.2.1 Формирование и развитие в работах известных ученых

Отправной точкой в становлении научной теории механики грунтов традиционно считается исследование Ш. Кулона, выполненное в 1773 году и посвящённое определению сопротивления грунтового массива сдвигающим усилиям.

Качественный прорыв, ознаменовавший отход от примитивной гипотезы линейного распределения напряжений, связан с именем французского математика Ж. Буссинеска, чья работа была опубликована в 1886 году.

В России экспериментальным анализом рассеивания внешних нагрузок в анизотропных средах грунтов от внешних воздействий занимались: инженер-железнодорожник Валериан Иванович Курдюмов (1853 – 1904 гг.), а позднее – инженер – строитель Павел Александрович Миняев, ординарный профессор по кафедре статике сооружений и мостов Томского технологического института, проводивший свои опыты в период с 1912 по 1915 год.

Следующей вехой стала теория консолидации глин, выдвинутая К. Терцаги в 1923 году, впоследствии она была переработана и существенно дополнена Н.М. Герсевановым (1931 г.), в сферу научных интересов которого входили также вопросы осадки и уплотнения грунтовых оснований.

2.2.2 Расширение и совершенствование середины и конца XX века

Создание целостной теоретической платформы и выделение концепций общих законов грунтовой механики открыли дорогу изучению более сложной проблематики – совместной работе инженерных грунтозасыпных конструкций и грунтов – матрицы. Закономерным итогом стало разделение на несколько самостоятельных дисциплин:

Мерзлотоведение (геокриология), основоположниками которой стали русский и советский ученый мерзлотовед, ученый – геокриолог Михаил Иванович Сумгин (1873 – 1942 гг.), а также советский ученый, педагог в области механики грунтов и геомеханики, доктор технических наук Николай Александрович Цытович (1900 – 1984 гг.) и другие.

Механика горных пород и массивов, основоположниками которой выступили русский и советский ученый в области горного дела, профессор Михаил Михайлович Протодяконов (1874 – 1930 гг.) и советский учёный в области горной науки, доктор технических наук, профессор Владимир Дмитриевич Слесарев (1890 – 1954 гг.).

Гидротехническое строительство, основоположниками которого стали доктор технических наук, профессор, заслуженный деятель науки и техники СССР Николай Николаевич Маслов (1898 – 1986 гг.), профессор, доктор технических наук, лауреат премии Совмина СССР, Заслуженный деятель науки и техники РСФСР Пётр Леонтьевич Иванов (1926 – 1991 гг.) и их коллег.

Следует особо выделить, что названные имена лишь часть обширной плеяды учёных, чьими усилиями создавалась и крепла наука о грунтах.

2.2.3 Актуальные научные разработки и публикации последних лет

В любой прикладной дисциплине, и механика грунтов не исключение, рано или поздно наступает этап, когда базовые проблемы в основном решены.

Рубеж XX – XXI веков не принёс таких громких открытий, как в советскую эпоху, однако два направления остаются неизменно актуальными. Первое это пригодность типовых нормативных решений для нестандартных ситуаций и пути их доработки. Второе – численное моделирование: верификация и валидация геомеханических моделей на фоне стремительного развития вычислительных комплексов.

Существенный вклад в развитие отечественного грунтоведения внесли несколько исследователей. Еще в 1993 году В. Б. Швец [39] обобщил опыт проектирования оснований на элювиальных грунтах, подробно рассмотрев реологические эффекты: выветрелость, пучение и оттаивание. Особого внимания заслуживают его многолетние наблюдения за поведением слабонагруженных оснований под жилыми домами. В. В. Лушников [40–43], изучая проблему измерения осадок на всем жизненном цикле конструкции, указал на отсутствие теории, описывающей нелинейную стадию работы грунта, и на низкую достоверность расчетов в актуальных программных продуктах. Р. А. Мангушев [44–47] в своих работах делает акцент на свайных фундаментах, методах укрепления слабых грунтов, а также на опыте возведения объектов в плотной городской застройке – особенно в части дополнительных напряжений и осадок соседних зданий.

Существенно дополнить картину позволяет обзор, выполненный Y. Нюо и его коллегами [48]. В нём систематизированы как теоретические, так и экспериментальные исследования, посвящённые оценке напряжённо-деформированного состояния трубопроводов с учётом грунтовых условий и внешних нагрузок.

Актуальные исследования взаимодействия трубопроводов с грунтовым массивом можно разделить на три основные группы: поперечная работа трубы, ее работа по длине при поперечном нагружении грунтом, а также работа при продольном (осевом) воздействии. В рамках поперечного анализа определяющее значение имеют жесткость конструкции и упругость материала, согласно которым трубы подразделяют на жесткие, полужесткие и

гибкие. Ключевое различие заключается в том, что жесткие трубы воспринимают всю внешнюю нагрузку самостоятельно, тогда как гибкие сохраняют равновесие благодаря сочетанию собственной жесткости и бокового отпора грунта.

2.3 Базовые принципы зарубежных расчётных методик

В зарубежных нормативных документах, регламентирующих расчёт жёстких труб, сформировались два методологических подхода: прямой и непрямой.

Прямой метод, близкий отечественной расчётной школе, базируется на классической последовательности: определение нагрузки $\rightarrow$ вычисление внутренних усилий $\rightarrow$ конструирование и проверочные расчёты по предельным состояниям.

Непрямой метод, напротив, не требует ни расчёта усилий, ни построения достоверной модели распределения контактных давлений. В этом случае параметры трубы подбираются путём приведения внешних нагрузок к условной характеристике несущей способности *D-load* с использованием эмпирических коэффициентов. Полученное значение сопоставляется с эталонной величиной, установленной стандартами на основании экспериментальных данных.

Теоретической основой для оценки нагрузок на трубы в траншейных условиях послужили работы Ансона Марстона (1913, 1930) [50]. В его ранних моделях давление грунта рассматривалось как призма высотой H и шириной, равной ширине траншеи B_d . Учитывалось снижающее влияние трения между стенками траншеи и засыпкой, выражаемое через коэффициент C .

Максимальные вертикальные напряжения фиксировались в верхней части трубы (рисунок 2.1), тогда как боковая составляющая давления W , ввиду её незначительности не принималась во внимание:

$$W = wCB_d^2 \quad (2.1)$$

где $C = \frac{1 - e^{-2K\mu \frac{H}{B_d}}}{2K\mu}$ – коэффициент, зависящий от ширины траншеи и

характеристик грунта;

w – удельный вес грунта, кН/м³;

μ – коэффициент трения материала засыпки по стенкам траншеи;

K – коэффициент бокового давления.

Данная зависимость обосновывает необходимость минимизации ширины траншеи и жёсткого контроля этого параметра. При достижении некоторой критической ширины траншеи её стенки перестают воспринимать давление грунта, и дальнейшее увеличение ширины не приводит к росту нагрузки на трубу. Такое состояние соответствует условиям насыпи, которые впоследствии и исследовал Э. Марстон. В данном случае величина давления определяется соотношением осадок двух зон: грунта насыпи непосредственно над трубой и окружающего массива насыпи. Для жёстких железобетонных труб трение по боковым поверхностям создаёт эффект навеса, и результирующее давление превышает вес призмы грунта, расположенной над трубой. Гибкие же трубы напротив за счёт тех же трений частично разгружаются (рисунок 2.1).

$$W_c = C_c w B_c^2 \quad (2.2)$$

где $C_c = \frac{e^{\pm 2K\mu \frac{H}{B_c}} - 1}{\pm 2K\mu}$ – коэффициент, зависящий от диаметра трубы и

характеристик грунта насыпи;

w – удельный вес грунта, кН/м³;

B_c – внешний диаметр трубы, м.

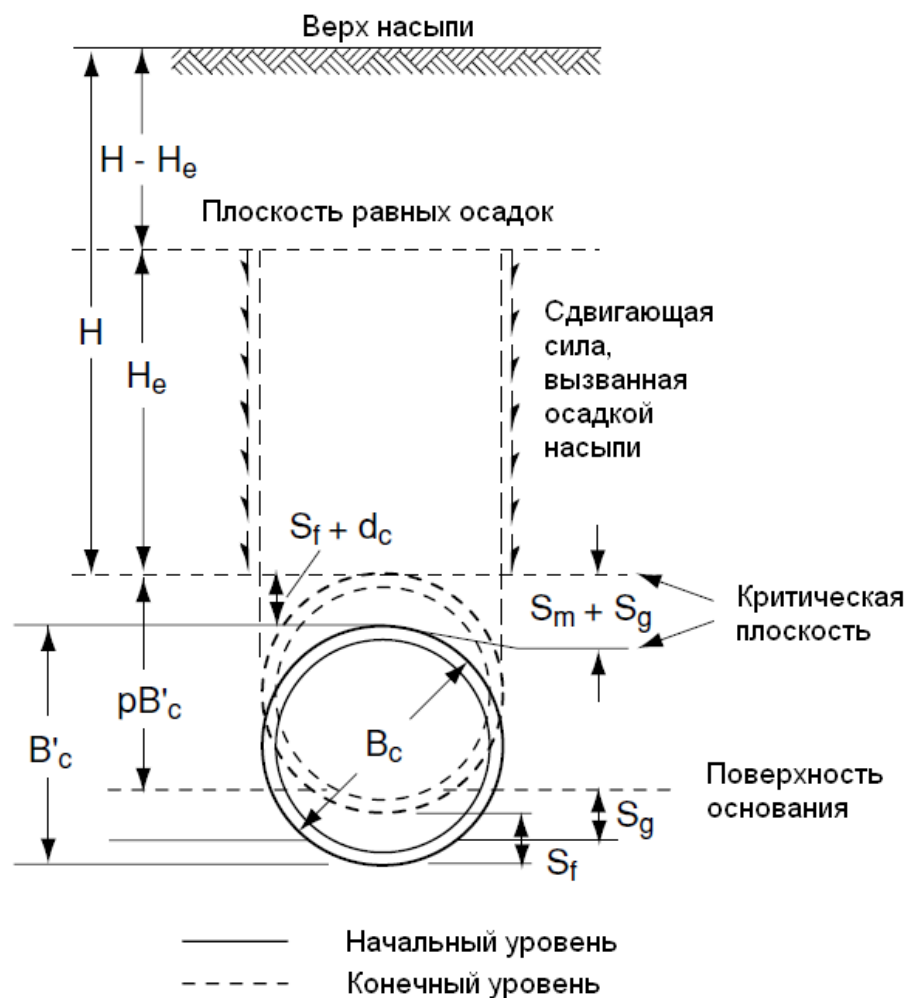


Рисунок 2.1 – Модель А. Marston давления грунта

В. Шлик (1932г.) [51] выделил следующие условия, при которых приемлемо определение давления грунта в траншее по формулам Э. Марстона:

- формула (2.1) справедлива при ширине траншеи до $1,5d$ внешнего диаметра трубы;
- при значениях более $1,5d$ следует учитывать, как трение грунта по стенкам траншеи, так и отношение осадок как для условий насыпи;
- при ширине траншеи свыше $3d$ справедлива формула (2.2), т.е. влияние стенок траншеи минимально.

Развивая теорию Э. Марстона, М. Шпенглер в 1938 году предложил формулу для расчёта величины овализации (ΔX) сечения гибкой трубы. Она учитывает вертикальную нагрузку на трубу и модуль пассивного отпора окружающего грунта [49]. Для своего времени это был значительный прорыв,

позволивший заложить научную основу для развития гофрированных труб, работа получила высокую оценку современников.

К тому моменту гофрированные трубы были известны уже около полувека. Несмотря на многочисленные экспериментальные подтверждения их эффективности, оставался нерешённым ключевой вопрос – почему расположение волнистого профиля поперёк оси трубы даёт лучший эффект, чем продольное расположение, предусмотренное первоначальным изобретателем?

Позже, оригинальная формула была опубликована в 1958 г. как результат исследований Р. Уоткинса и М. Шпенглера [48]:

$$\frac{\Delta x}{D} = \frac{0.5 D_L K W_C / r}{EI / r^3 + 0.061 E'} \quad (2.3)$$

где Δx – величина изменения внешнего диаметра трубы D по горизонтали;

D_L – фактор, учитывающий деформации трубы с течением времени;

W_C – вертикальная нагрузка на горизонтальную проекцию трубы от веса грунта;

K – безразмерный коэффициент, учитывающий угол взаимодействия с основанием α ;

EI – кольцевая жёсткость трубы;

E' – модуль пассивного отпора грунта.

На рисунке 2.2 представлена расчётная схема действия нагрузки на трубу, определяемая по теории Шпенглера [48], которая отображает три наиболее существенных положения:

- вертикальная нагрузка определяется в соответствии с теорией Марстона и равномерно распределяется по всей ширине проекции трубы;
- вертикальная реакция основания равномерно распределяется по поверхности, ограниченной углом $\theta=2\alpha$ и равняется воспринимаемой

трубой вертикальной нагрузке,

- эпюра распределения пассивного горизонтального давления имеет криволинейное очертание и описывается параболической функцией, она симметрична относительно вертикальной оси трубы и опирается на дугу, образованную центральным углом 100° , а максимальное значение принимает равным $h_{\max} = e(\Delta x/2)$, где e обозначен модуль пассивного отпора грунта.

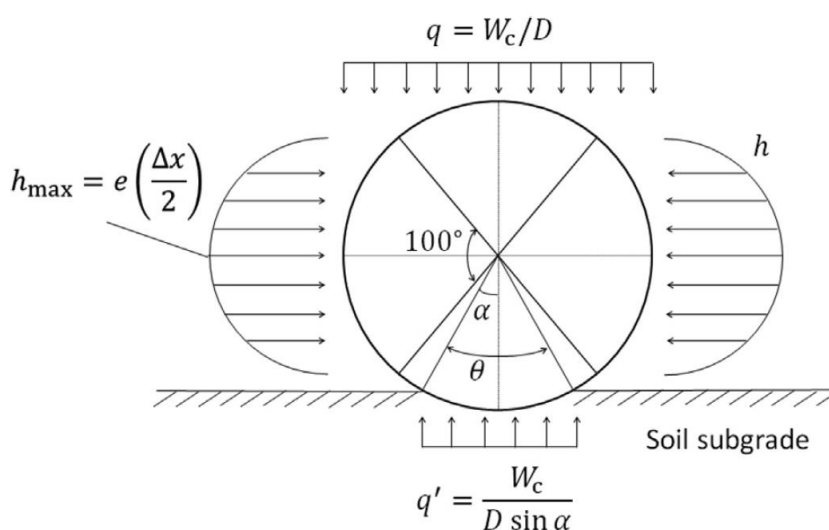


Рисунок 2.2 – Распределение нагрузок на трубу в соответствии с теорией Шпенглера (метод Айовы) [48].

Все параметры выражения (2.3) легко определяемы, за исключением значения модуля пассивного отпора грунта E' , которое определяется косвенно, из предположения его приблизительного соответствия компрессионному модулю деформации грунта M_5 . Серьёзным преимуществом формулы (2.3) является огромный опыт её использования при строительстве гибких труб. Однако, несмотря на это, до настоящего времени сохраняется недостаточная надёжность определения модуля E' в связи с отсутствием систематических исследований в этой области. E' не является основной характеристикой грунта, т.к. это один из параметров системы взаимодействия грунта и трубы. Эмпирическая природа этого модуля предполагает, что точное его значение может быть определено только после обработки фактических данных, полученных после завершения строительства трубы и достаточной усадки

окружающего её грунта. Результаты исследования этого вопроса показывают разброс процента ошибки в диапазоне значений от – 944% до 491% [48]. Следствием такого разброса значений является слишком высокий коэффициент вариации для обеспечения требуемого уровня надёжности труб. В связи с этим, при назначении модуля E' от инженера требуется особая осторожность и наличие большого опыта строительства аналогичных сооружений.

Работа Merlin Spangler (1933 г.) [52] в свою очередь была направлена на получение такой зависимости, которая связывала бы напряженное состояние бетонной трубы в полевых условиях и при испытаниях на сжатие на трех опорах (Three edge bearing test, далее ТЕВ) (рисунок 2.3а). Испытания при этом проводились до лимитирующей нагрузки, вызывающей трещины в стенках трубы раскрытием 0,01" (0,254мм). Тогда же были предприняты первые шаги к оценке влияния качества основания на несущую способность трубы. Было выделено 4 класса основания (*bedding factor*), определяющих качество контакта и, как следствие, величину концентрации напряжений. Каждому классу (рисунок 2.3б) от А до D, где А – бетонное, наиболее благоприятное, основание, D – неподготовленное грунтовое основание, был присвоен коэффициент для приведения несущей способности при ТЕВ к полевым условиям:

$$TEB = \frac{\text{несущая способность при полевых испытаниях}}{\text{bedding factor}} \quad (2.4)$$

Сложившийся в современной зарубежной практике непрямой метод проектирования (*indirect design method*) основан на трудах Э. Марстона и М. Шпенглера.

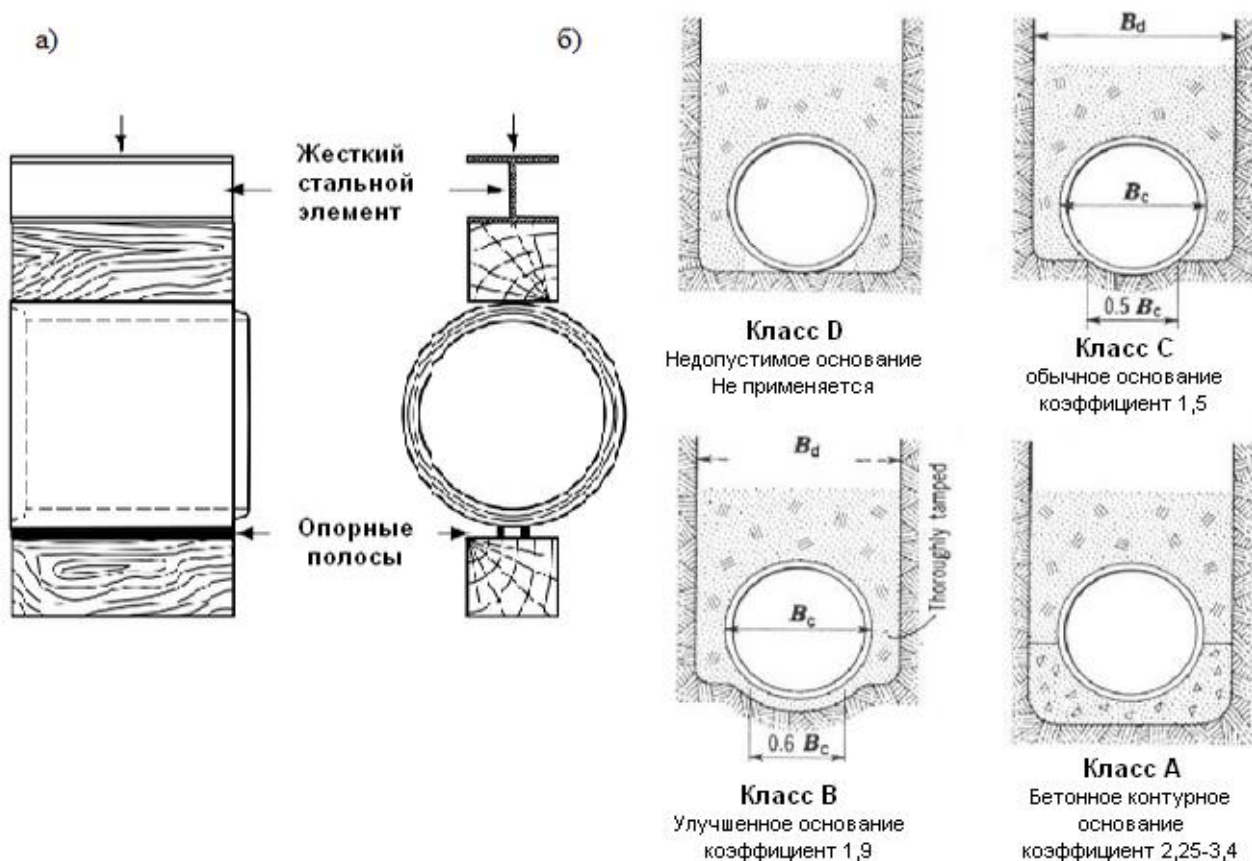


Рисунок 2.3 – а) ТЕВ; б) Типы основания A-D и соответствующие коэффициенты [53]

Долгое время простой не прямой метод оставался единственным практически используемым подходом, причём его успешное применение обеспечивалось главным образом за счёт значительного запаса прочности. Стремление получить более точное, реалистичное и, что немаловажно, экономичное решение привело в 1970 году Ф. Дж. Хегера и Американскую ассоциацию производителей бетонных труб (АСРА) [54, 55] к началу масштабных исследований взаимодействия железобетонных труб с окружающим грунтом. Итогом этих работ стала разработка и апробация компьютерной программы SPIDA, основанной на методе конечных элементов и предназначенной для прямого проектирования.

Моделирование взаимодействия в системе «труба – грунт» позволило значительно глубже понять характер распределения давления грунта и его зависимость от свойств материала засыпки. В результате была получена

обобщённая модель распределения давления (рисунок 2.4), в которой коэффициенты VAF и HAF определяют общее вертикальное и боковое давление, а остальные коэффициенты – характер его распределения.

Классы основания, использовавшиеся в модели Марстона – Шпенглера, также были усовершенствованы. В современных нормативных документах им соответствует понятие «тип установки» (installation type). В зависимости от предъявляемых требований к категории и степени уплотнения грунта обратной засыпки выделяют четыре типа установки (с градацией от 1 до 4). Общий принцип таков: для труб при типе установки 1, характеризующемся высокими показателями качества грунта и уплотнения, требуется меньшая несущая способность, но при этом предъявляются более жёсткие требования к контролю качества материалов. Напротив, при 4-м типе установки контроль практически не требуется, однако необходимая несущая способность трубы возрастает.

Требования к классам носят комплексный характер: каждый класс устанавливает минимальные требования к категории и уплотнению грунта отдельно для основания (рисунок 2.4б, bedding), грунта в пазухах (haunch) и грунта за пределами пазух (lower side). Распределение давления для типов установки с 1 по 4 показано на рисунке 2.7.

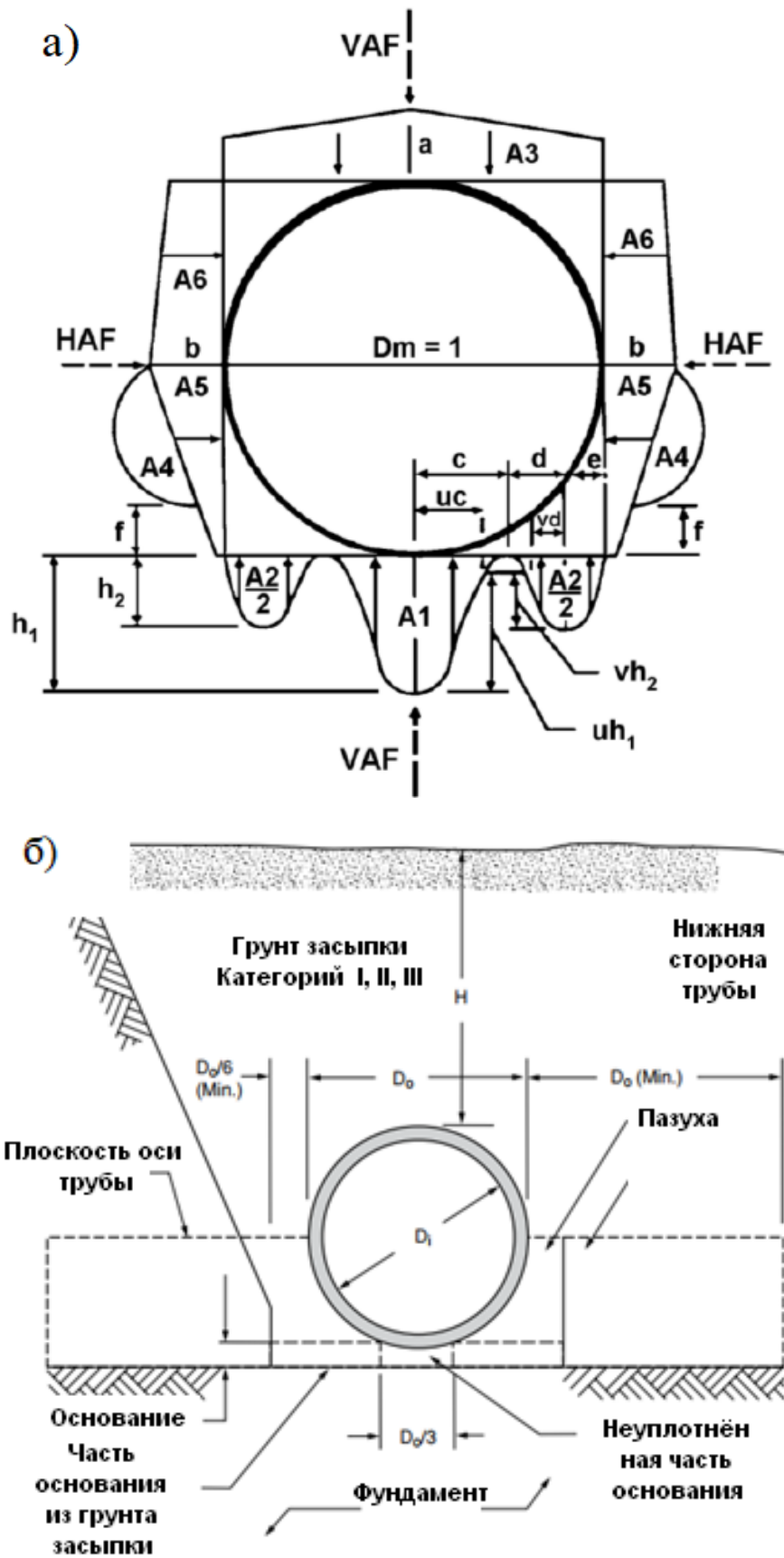


Рисунок 2.4 – а) общий вид модели распределения давления Heger;
б) принятые обозначения

2.4 Основные применяемые методы расчета водопропускных труб

2.4.1 Указания СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы»

Согласно действующему Своду правил 35.13330.2011 давление грунта от веса насыпи определяется по формуле, кН/м²:

а) вертикальное давление:

$$P_{\lambda} = C_v \gamma_n h \quad (2.5)$$

б) горизонтальное давление:

$$P_n = \gamma_{\lambda} h_n \tau_n \quad (2.6)$$

где C_v – коэффициент вертикального давления грунта, определяемый по формуле:

$$C_v = 1 + B \left(2 - B \frac{d}{h} \right) \tau_n \operatorname{tg} \varphi_n \quad (2.7)$$

$$B = \frac{3}{\tau_n \operatorname{tg} \varphi_n} \frac{sa}{h} \quad (2.8)$$

где φ_n – нормативный угол внутреннего трения грунта засыпки трубы;

$\tau_n = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_n}{2} \right)$ – коэффициент нормативного горизонтального (бокового) давления грунта засыпки;

d – диаметр (ширина) звена (секции) по внешнему контуру, м;

γ_n – нормативный удельный вес грунта, кН/м³;

h, h_n – высота засыпки, считая от верха дорожного покрытия до верха трубы, м; при определении горизонтального (бокового) давления грунта высоту засыпки следует принимать до середины высоты звеньев трубы.

a – расстояние от основания насыпи до верха звена трубы, м.

s – коэффициент, принимаемый равным: при фундаментах:

- 1,2 – неподатливых (на скальном основании или сваях-стойках);

- 1,1 – малоподатливых (на висячих сваях);
- 1,0 – массивных мелкого заложения на грунтовых (нескальных) основаниях.

Если $B > h/d$, то следует принимать $B = h/d$.

В примерах здесь и далее в качестве жесткой будет рассматриваться круглая железобетонная труба и в качестве гибкой – металлическая гофрированная труба с теми вариациями, которые допускают нормативы. Постоянным для всех стандартов принят удельный вес грунта $\gamma_n = 17,7 \text{ кН/м}^3$.

В таблице 2.1 приведены результаты расчета вертикального и бокового давления на гибкие и жесткие трубы в соответствии с СП 35.13330.2011.

Таблица 2.1 – Результаты расчета вертикального и бокового давления на гибкие и жесткие трубы в соответствии с СП 35.13330.2011

Вид водопропускной трубы	Высота засыпки h	Нормативный угол внутреннего трения φ_n	$tg \varphi_n$	Коэффициент бокового давления τ_n	h/d	Коэффициент вертикального давления C_v	Нормативное вертикальное давление P_λ		Нормативное боковое давление P_n
Гибкая МГТ $d = 1,0 \text{ м}$	5,0	26	0,488	0,39	5,0	1,0	88,50		31,10
	5,0	28	0,532	0,36	5,0	1,0	88,50		28,76
	5,0	30	0,577	0,33	5,0	1,0	88,50		26,55
	5,0	32	0,625	0,31	5,0	1,0	88,50		24,47
	5,0	34	0,675	0,28	5,0	1,0	88,50		22,52
Жесткая жб $d = 1,0 \text{ м}$ при $s = 1$, при $s = 1,2$	2,0	30	0,577	0,33	2,0	1,38	49,03	49,03	8,85
	3,0	30	0,577	0,33	3,0	1,58	83,76	83,76	14,75
	4,0	30	0,577	0,33	4,0	1,76	124,48	125,30	20,65
	5,0	30	0,577	0,33	5,0	1,78	157,26	164,58	26,55
	6,0	30	0,577	0,33	6,0	1,72	183,16	194,08	32,45
	7,0	30	0,577	0,33	7,0	1,66	205,80	218,89	38,35
	8,0	30	0,577	0,33	8,0	1,60	226,70	241,21	44,25
	9,0	30	0,577	0,33	9,0	1,55	246,60	262,08	50,15
	10,0	30	0,577	0,33	10,0	1,50	265,88	282,04	56,05

Коэффициент вертикального давления для жестких труб C_v при допустимых значениях $B = \left[0; \frac{h}{d}\right]$ ограничивается интервалом $C_v = \left[1; 1 + \right.$

$\frac{3sa}{h}]$. Объясняется это тем, что на некоторой глубине насыпи существует такая линия, для которой осадка призмы грунта над трубой равна осадке окружающего грунта, выше которой силы трения не действуют. Об этом свидетельствует характер кривой (рисунок 2.5) при $h = 5$ м и при $h = 7$ м, для которой значение B сначала растет с увеличением диаметра трубы, а затем вместе с ним падает, ограничиваясь значением h/d , иначе говоря, вершина такого графика отражает положение линии равных осадок.

Для гибких труб C_v всегда принимается равным 1, а это значит, что податливость основания и внутренний угол трения грунта не влияют на величину вертикального давления. Как следствие, при прочих равных условиях жесткая труба воспринимает намного большее вертикальное давление. Угол внутреннего трения допускается принимать равным 30° , что обеспечивает максимальное вертикальное давление, имеющее определяющее значение для жестких труб.

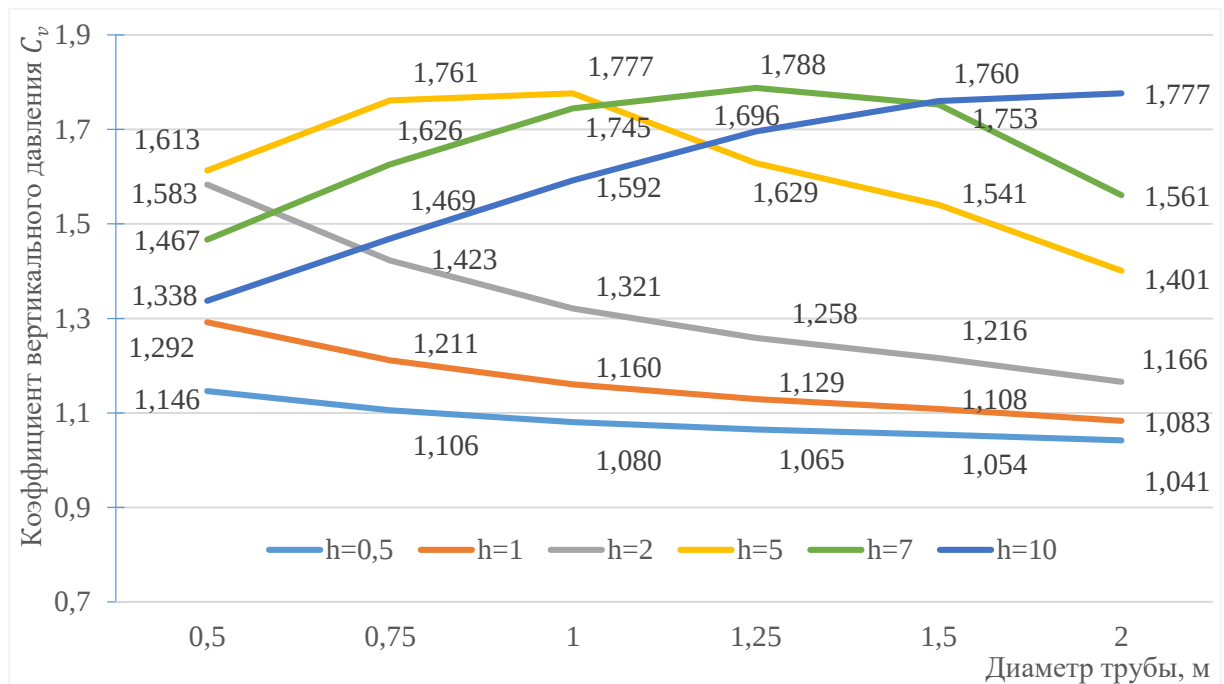


Рисунок 2.5 – Коэффициент вертикального давления $C_v = f(\varphi_n; h; d)$

при $\varphi_n = 30^\circ$

Коэффициент бокового давления и горизонтальное давление в

значительно большей мере зависит от угла внутреннего трения (рисунок 2.6):

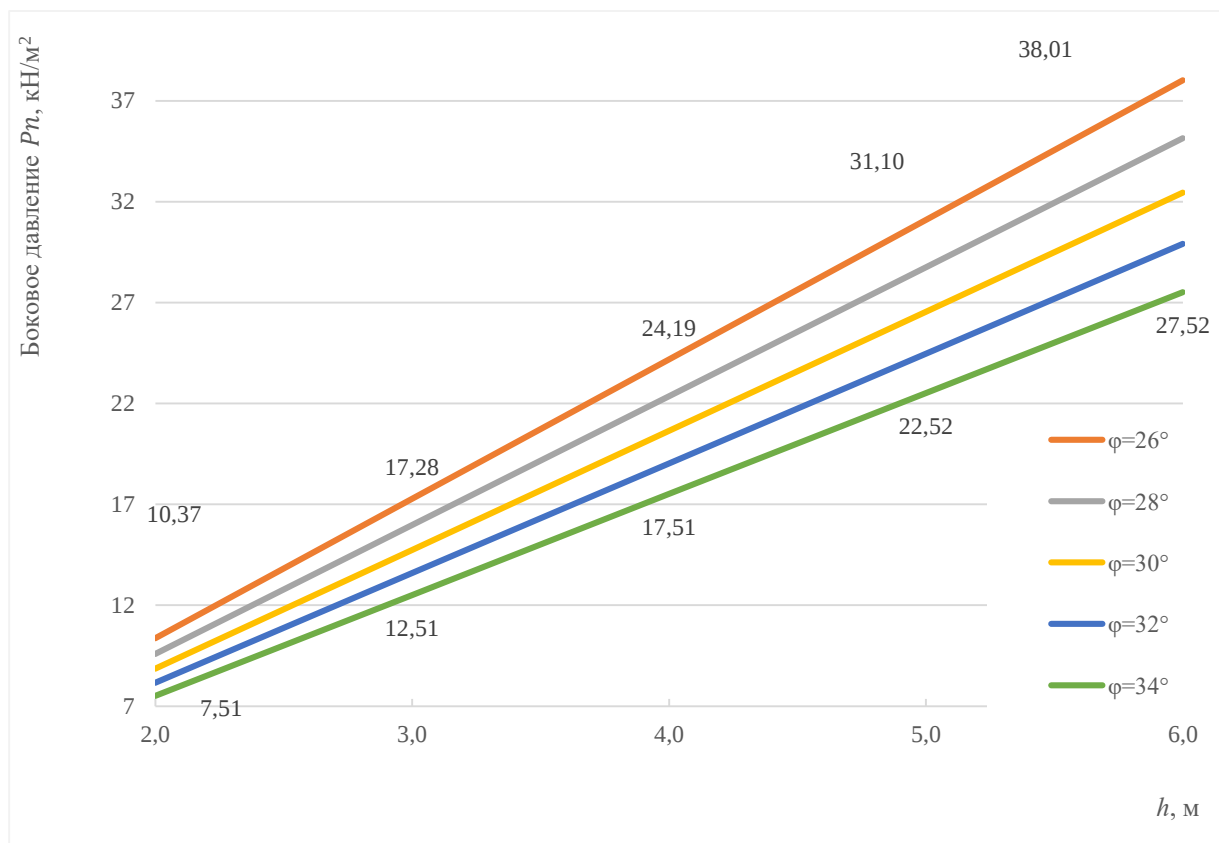


Рисунок 2.6 – Боковое давление грунта $P_n = f(\varphi_n)$

2.4.2 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications

В большинстве штатов США действует стандарт AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), реализующий метод расчёта по предельным состояниям с факторами нагрузок и сопротивлений (Load-and-Resistance Factor Design). Этот стандарт вводит чёткое разграничение между гибкими и жёсткими трубами:

- Жёсткие трубы (железобетонные) — деформации до образования трещин или необратимых повреждений не превышают 2 %.
- Гибкие трубы (стальные, алюминиевые, пластиковые) — деформации превышают 2 %.

AASHTO допускает использование как прямого, так и непрямого методов расчёта, причём методика определения давления грунта в обоих

случаях идентична.

2.4.2.1 Жесткие трубы

Согласно стандарту, вертикальные и боковые нагрузки от грунта рассчитываются как произведение веса призмы грунта, расположенной непосредственно над внешним контуром трубы (PL), на коэффициенты VAF (вертикальное давление) и HAF (боковое давление). Данная методика едина для условий насыпи и траншеи. Унификация обусловлена тем, что на практике сложно точно контролировать ширину траншеи, и её фактическое значение часто отклоняется от проектного.

Вертикальное и горизонтальное давление грунта:

$$W_e = F_e w B_c H, \quad (2.9)$$

$$w B_c H = PL, \quad (2.10)$$

где F_e – фактор взаимодействия "грунт – сооружение" для определенного типа установки, он же VAF и HAF, (таблица 2.2);

B_c – внешний диаметр, м;

w – удельный вес грунта, кН/м³;

H – высота засыпки, м.

Таблица 2.2 – Коэффициент вертикального и бокового давления F_e

Тип установки	VAF	HAF
I	1,35	0,45
II	1,40	0,40
III	1,40	0,37
IV	1,45	0,30

На рисунке 2.7 показано распределение давления по модели Heger в соответствии с AASHTO.

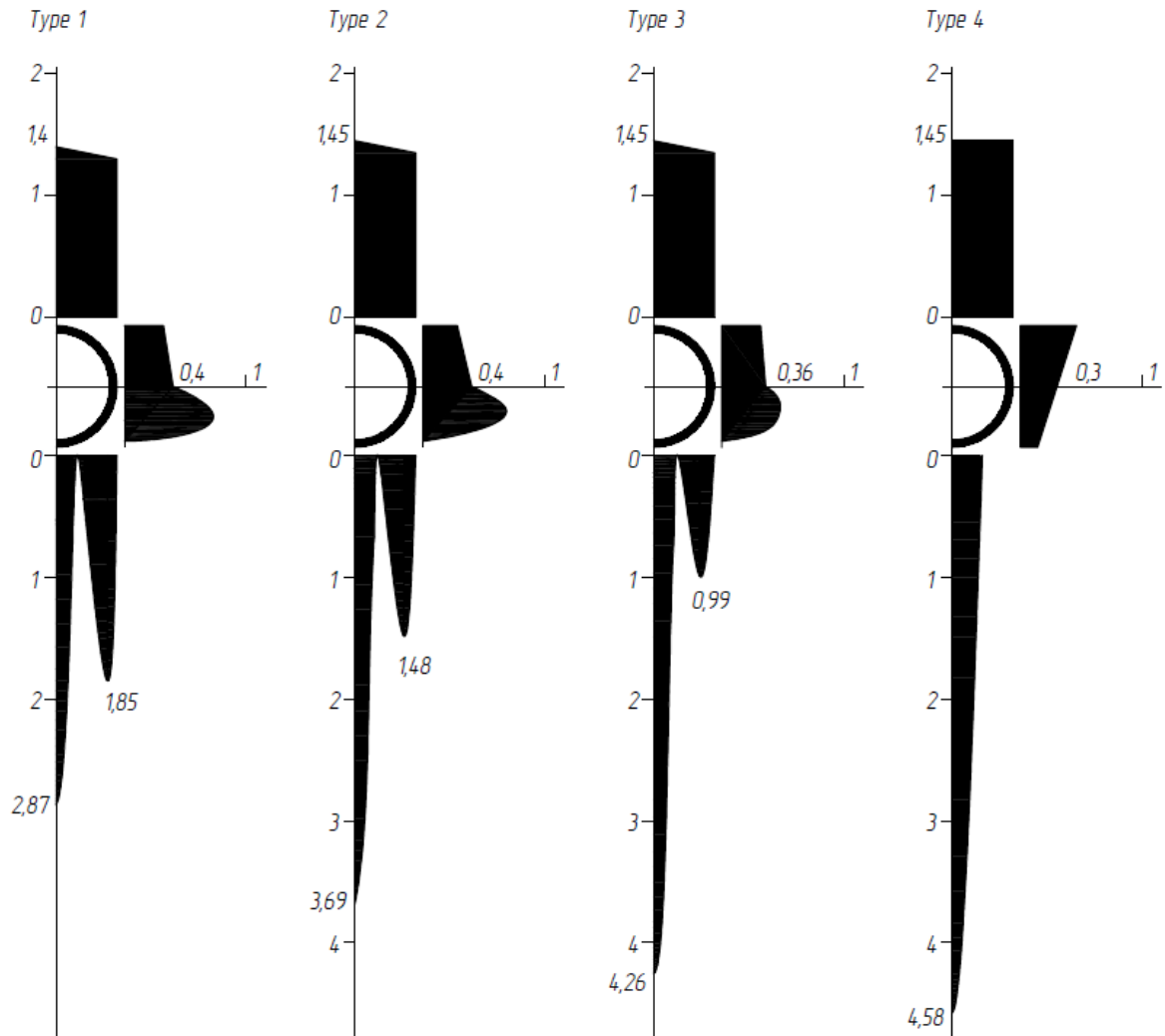


Рисунок 2.7 – Распределение давления при 1-4 типах установки

Таблица 2.3 – Вертикальное и боковое давления на жесткую железобетонную трубу диаметром 1,0 м, при 1-4 типах установки

Вид трубы	Высота засыпки H	Вертикальное давление при типе установки				Боковое давление при типе установки			
		I	II	III	IV	I	II	III	IV
Жесткая железобетонная труба при $d = 1\text{ м}$	2,0	47,79	49,56	49,56	51,33	15,93	14,16	13,10	10,62
	3,0	71,69	74,34	74,34	77,00	23,90	21,24	19,65	15,93
	4,0	95,58	99,12	99,12	102,66	31,86	28,32	26,20	21,24
	5,0	119,48	123,90	123,90	128,33	39,83	35,40	32,75	26,55
	6,0	143,37	148,68	148,68	153,99	47,79	42,48	39,29	31,86
	7,0	167,27	173,46	173,46	179,66	55,76	49,56	45,84	37,17
	8,0	191,16	198,24	198,24	205,32	63,72	56,64	52,39	42,48
	9,0	215,06	223,02	223,02	230,99	71,69	63,72	58,94	47,79
	10,0	238,95	247,80	247,80	256,65	79,65	70,80	65,49	53,10

Тип установки определяют на этапе проектирования, исходя из приоритетов и баланса цены и качества. Каждый штат вводит собственные дополнительные требования, например, выбирает прямой или непрямой метод расчёта, а также минимальный тип основания. Так, Иллинойс предписывает только тип 2, Канзас тип 3, а Миссури не накладывает ограничений [52].

Коэффициенты давления грунта постоянны и зависят от свойств окружающего грунта, но не учитывают податливость основания. Хотя нормативы предлагают не просто методику расчёта, а довольно детальную модель распределения давления, допускается её упрощение (например, до равномерно распределённой нагрузки), что для последующих расчётов не имеет значения

2.4.2.2 Гибкие трубы

При расчете металлических гофрированных труб по методу AASHTO также нет необходимости в определении распределения давления грунта и усилий, проверки на прочность и устойчивость выполняются с учетом вертикального давления грунта, как и в СП 35.13330.2011, зависящего только от высоты засыпки и удельного веса грунта, боковое давление при этом не рассматривается.

2.4.3 Australia/New Zealand Standard AS/NZS 3725

Указанный стандарт принял в своей основе модель Marston-Spangler с соответствующим разделением на прокладку в условиях траншеи и насыпи, но распространяется только на жесткие бетонные трубы. Давление грунта при укладке в траншее:

$$W_g = C_t w B^2 \quad (2.11)$$

При укладке в насыпи:

$$W_g = C'_e w D H, \quad (2.12)$$

где W_g – давление грунта, кН/м;

w – удельный вес грунта, кН/м³;

B, D – ширина траншеи в уровне верха трубы и внешний диаметр трубы соответственно, м;

C_t, C'_e – коэффициент, зависящий от характеристик грунта засыпки, отношения высоты засыпки к ширине траншеи (диаметру трубы). Более того для условий насыпи от коэффициента $r_s p$, здесь r_s – отношение осадок грунта над трубой и грунта насыпи за пределами горизонтальной проекции трубы, $p = \frac{h}{D}$ по рисунку 2.7.

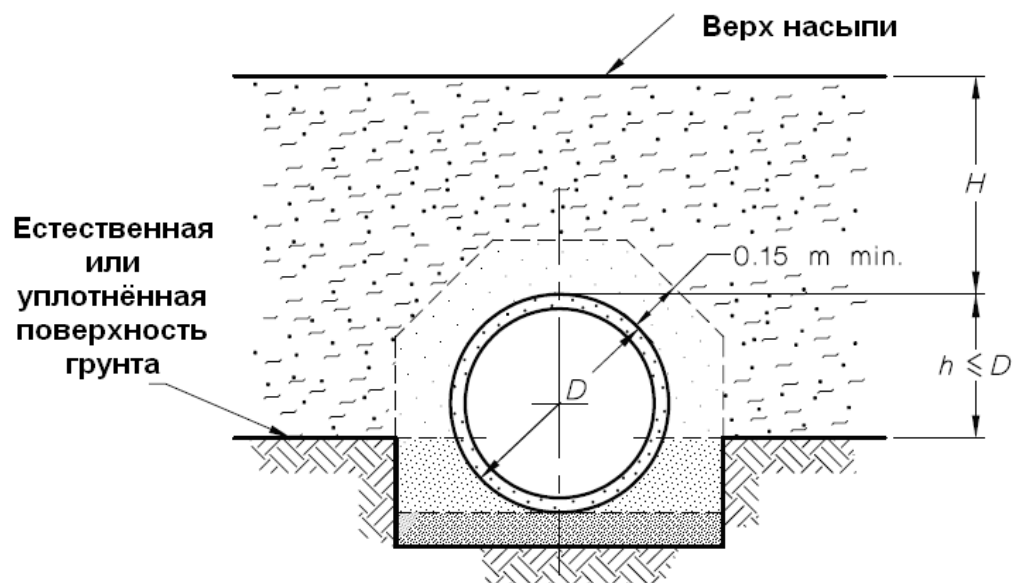
Значения $r_s p$ (рисунок 2.8) и $K\mu$ сложны для теоретического прогноза, поэтому в нормативах приводятся постоянными по данным испытаний: $K\mu = 0,11$ для глинистых грунтов (Curve A), $K\mu = 0,15$ для суглинков (Curve B), $K\mu = 0,19$ для песчаных грунтов (Curve C); и в зависимости от вида грунта и условий укладки итоговое давление может иметь значительный разброс значений (рисунок 2.9). Значения вертикального давления в траншее и в насыпи приведены в таблице 2.4 и таблице 2.5 соответственно.

Таблица 2.4 – Расчетное вертикальное давление в траншее

Высота засыпки H	Ширина траншеи B	Удельный вес грунта w	$\frac{H}{B}$	Коэффициент C_t	Вертикальное давление W_g
2.0	1.5	17.7	1.3	1.20	47.79
3.0	1.5	17.7	2.0	1.40	55.76
4.0	1.5	17.7	2.7	1.75	69.69
5.0	1.5	17.7	3.3	1.90	75.67
6.0	1.5	17.7	4.0	2.10	83.63
7.0	1.5	17.7	4.7	2.25	89.61
8.0	1.5	17.7	5.3	2.30	91.60
9.0	1.5	17.7	6.0	2.35	93.59
10.0	1.5	17.7	6.7	2.40	95.58

Таблица 2.5 – Расчетное вертикальное давление в насыпи

Высота засыпки H	Внешний диаметр D	Удельный вес грунта w	$\frac{H}{D}$	Коэффициент C'_e	Вертикальное давление W_g
2.0	1.0	17.7	2.0	1.21	42.83
3.0	1.0	17.7	3.0	1.21	64.25
4.0	1.0	17.7	4.0	1.21	85.67
5.0	1.0	17.7	5.0	1.21	107.09
6.0	1.0	17.7	6.0	1.22	129.56
7.0	1.0	17.7	7.0	1.22	151.16
8.0	1.0	17.7	8.0	1.22	172.75
9.0	1.0	17.7	9.0	1.22	194.35
10.0	1.0	17.7	10.0	1.22	215.94

Значения отношения осадок r_s

Направление проекции	Тип грунта основания	Значение отношения (r_s)
Положительное	Любой	+1.0
Отрицательное	Дисперсный	-0.5
	Скальный	-1.0

Рисунок 2.8 – К определению $p = \frac{h}{D}$ и значения r_s (заимствовано из AS/NZS)

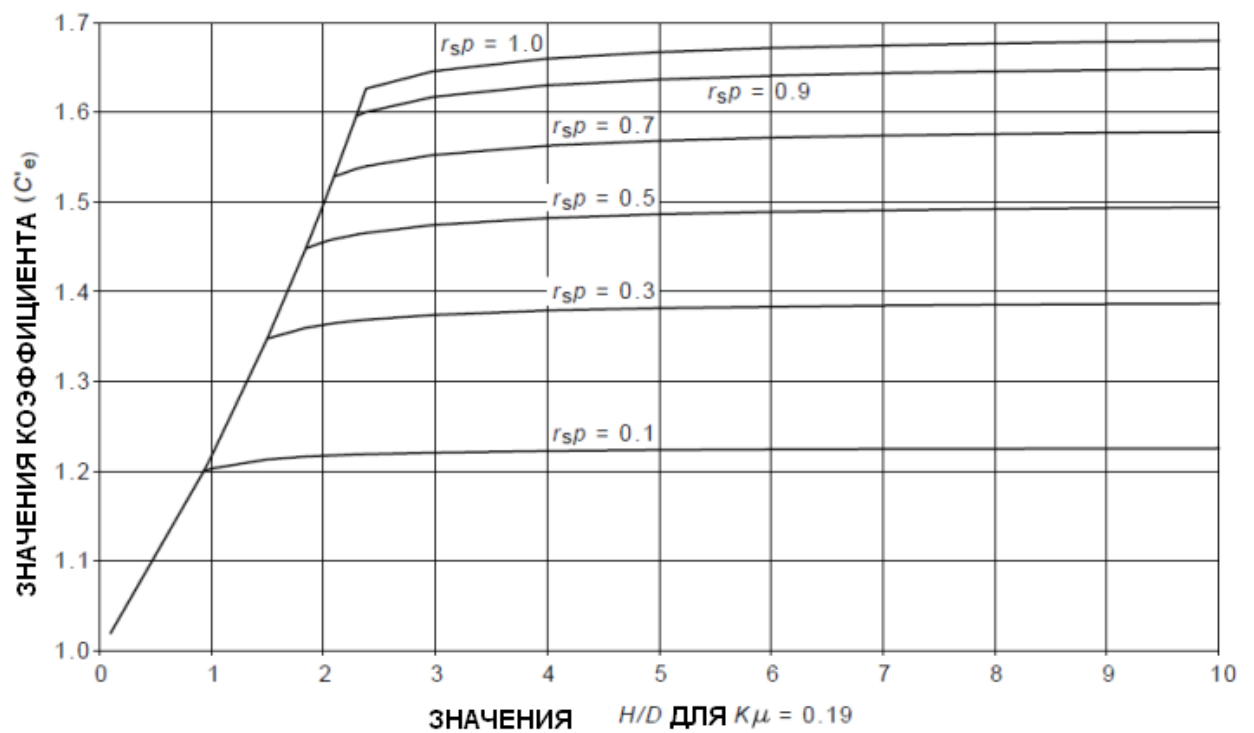
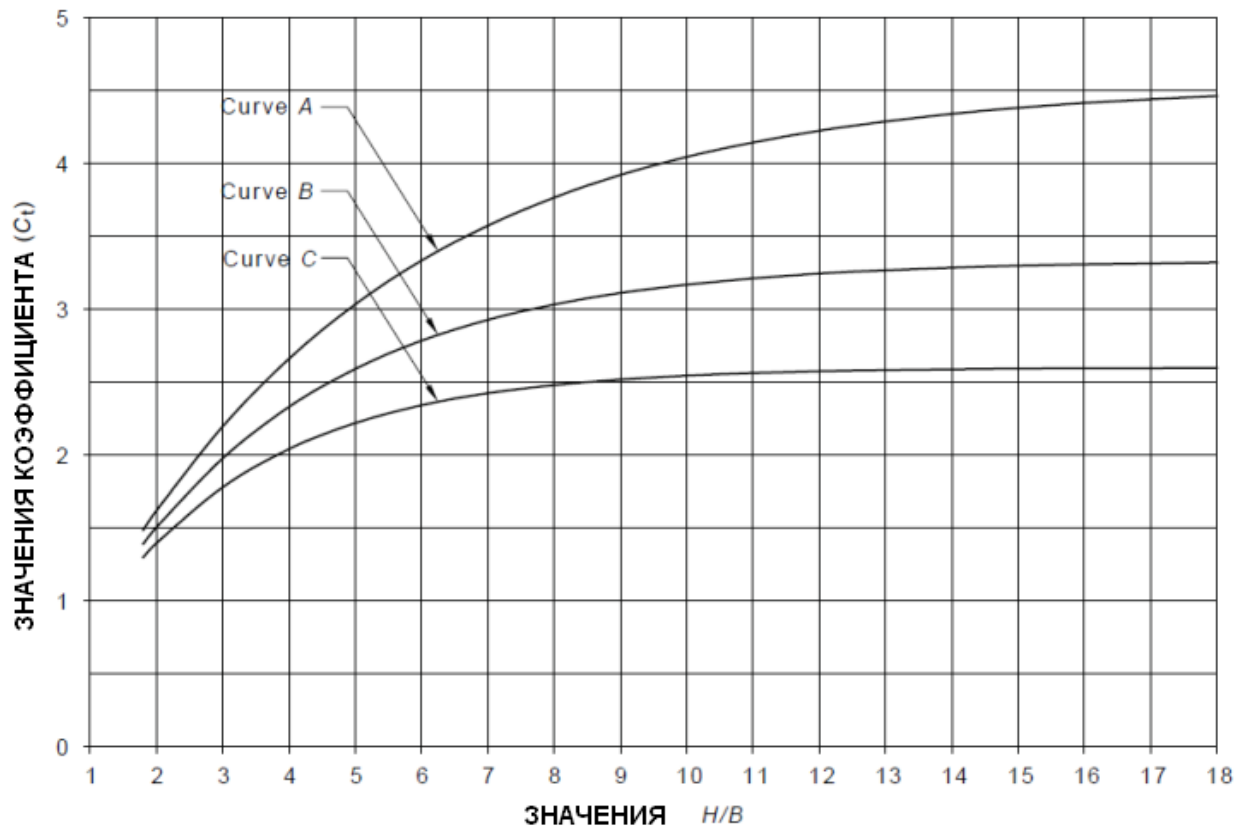


Рисунок 2.9 – Графики для определения коэффициентов C_t (сверху) для условий траншеи и C'_e насыпи (снизу)

Как и в СП 35.13330.2011, для жёстких труб боковое давление не

Таблица 2.6 – Сопоставление значений вертикального и бокового давлений по каждому из стандартов

№ п/п	Краткое описание характеристик трубы	Вертикальное давление, кН/м ²			Боковое давление, кН/м ²		
		СП 35	AASHTO ¹	AS/NZS ²	СП 35	AASHTO	AS/NZS
1	Жесткая железобетонная труба d=1 Н=5м	157,26	123,9	75,67/95,58	26,55	33,63	
2	То же при Н=10м	265,88	247,8	95,58/215,94	56,05	67,26	
3	Гибкая металлическая труба d=1м Н=5м	88,50	88,50	88,50	26,55		
4	То же при Н=10м	177,0	177,0	177,0	53,1		

Примечание:
¹Для AASHTO приведены средние значения от частных по типам 1-4.
²Для AS/NZS приведены значения для условия траншея/насыпь.

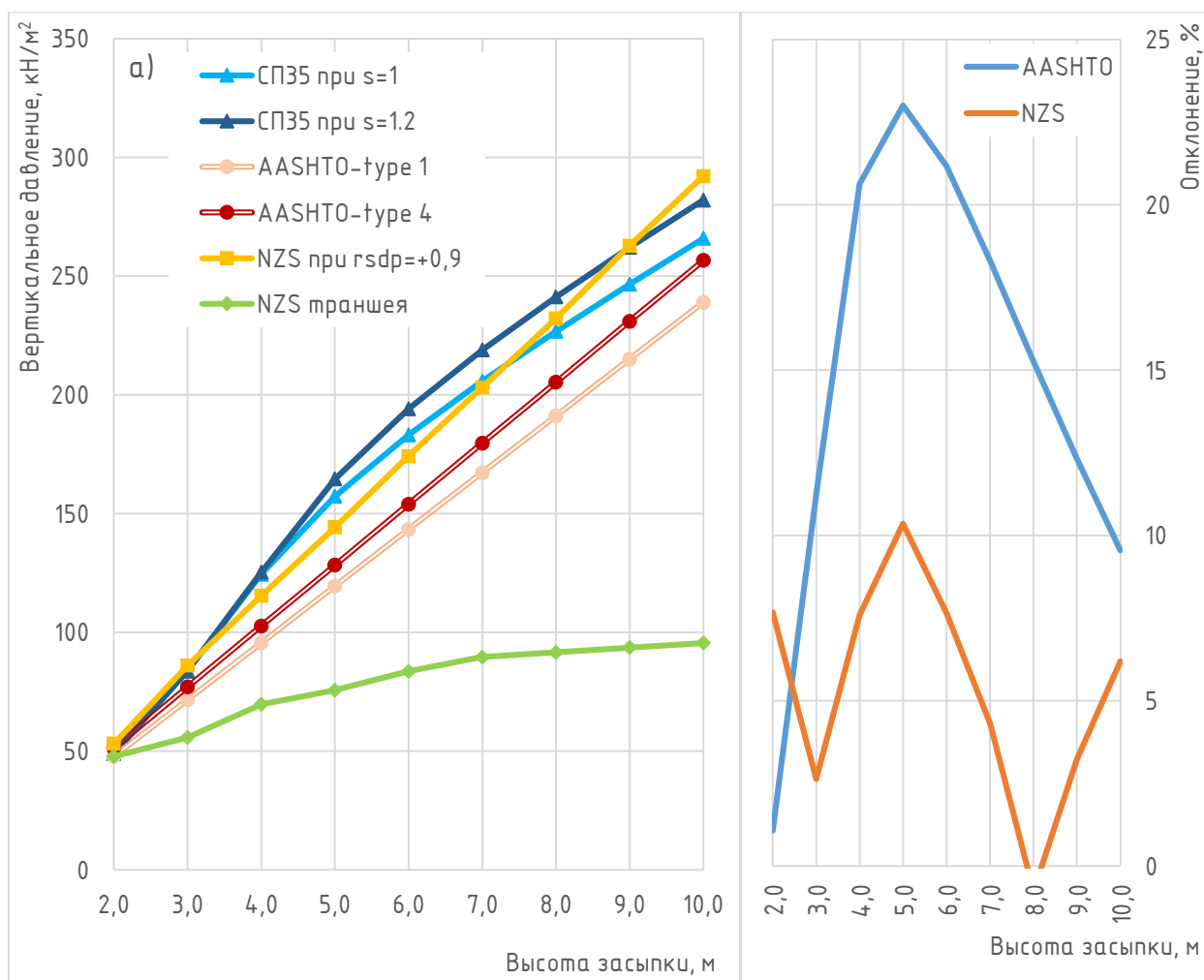


Рисунок 2.10 – а) вертикальное давление на жесткие трубы при $d=1\text{м}$;

б) отклонения от СП 35.13330.2011 в %

В таблице 2.7 приведено сравнение основных показателей, учитываемых в рассматриваемых стандартах.

Таблица 2.7 – Сравнение основных показателей рассматриваемых стандартов

№ п/п	Показатель	СП	AASHTO	AS/NZS
	Учет условий укладки	Нет	Нет	Да
	Учет типа основания	Да	Да	Да
	Характеристики грунта	Да	~	~
	Материал трубы	Да	Да	Да
	Требования к уплотнению	~	Да	Да

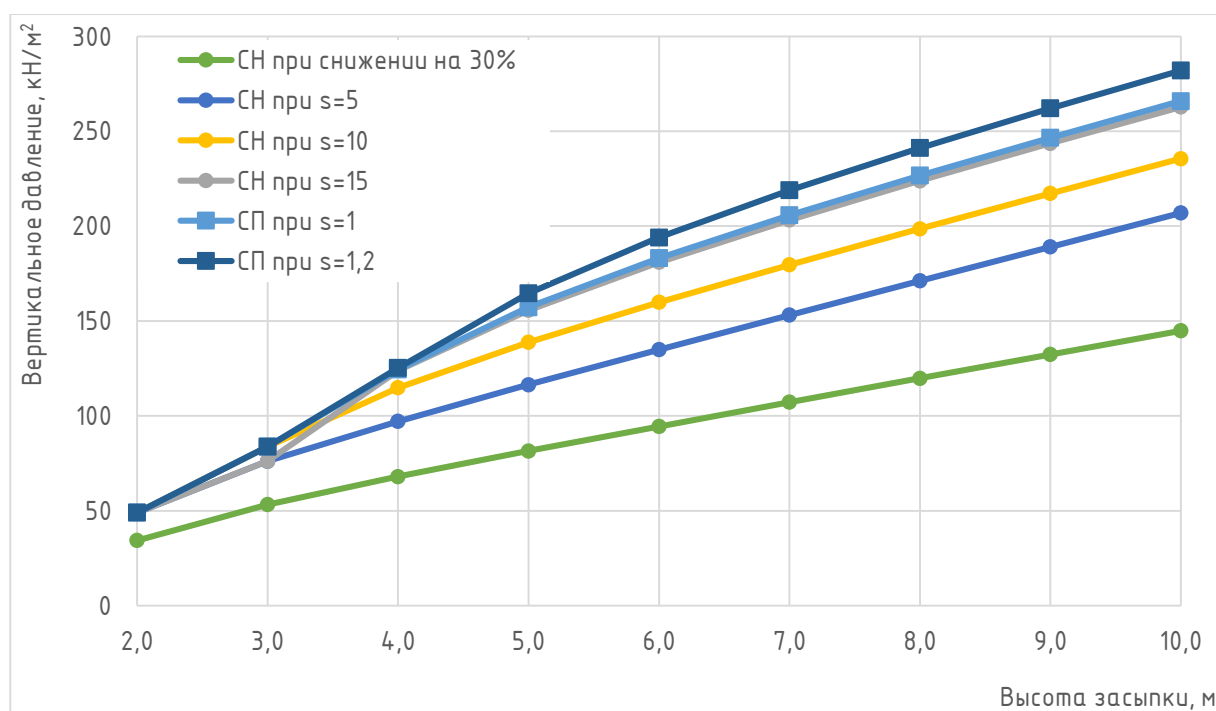


Рисунок 2.11 – Сравнение вертикального давления по СН и СП 35.13330.2011

На рисунке 2.12 представлено сравнение бокового давления по СП 35.13330.2011 и AASHTO.

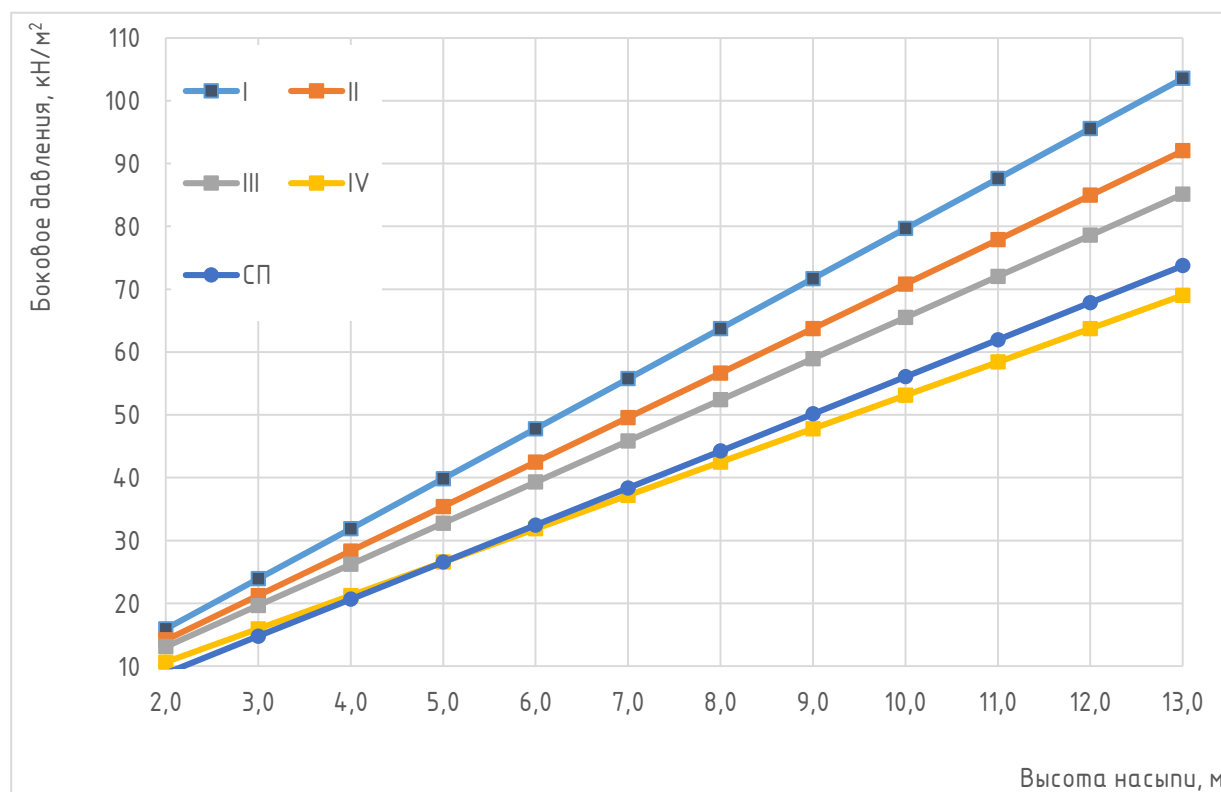


Рисунок 2.12 – Сравнение бокового давления по AASHTO и СП 35.13330.2011

2.5 Определение требуемой площади армирования

После определения давления грунта следует перейти к конструктивным решениям, необходимо определить толщину стенки, характер и площадь армирования, характеристики материалов. При расчете опущена полезная и прочие нагрузки, а давление грунта принято для приближенных условий. Так как непрямой метод предполагает выбор фиксированных характеристик по проектной D-load, предлагается принять к расчету трубу со стенкой типа В: отверстие 1050 мм, толщина стенки 113 мм, защитный слой 25 мм.

2.5.1 СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы»

Жесткие звенья круглых железобетонных труб допускается рассчитывать на изгибающие моменты (без учета нормальных и поперечных сил), расчетные значения которых следует определять по формуле:

$$M = r_d^2 p (1 - \mu) \delta \quad (2.13)$$

где r_d – средний радиус звена, м;
 p – расчетное давление на звено:

$$p = 1,3p_{vp} + 1,2p_{vk} \quad (2.14)$$

где p_{vp} и p_{vk} нормативное вертикальное давление грунта насыпи и полезной нагрузки соответственно.

$$\mu = tg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_n}{2} \right) \quad (2.15)$$

где δ – коэффициент, принимаемый для круглых звеньев при опирании на: на грунтовую уплотненную подушку при $\alpha > 90^\circ - 0,25$, на фундамент через бетонную подушку при $\alpha > 120^\circ - 0,22$.

Требуемая площадь приведена в таблице 2.8.

Таблица 2.8 – Требуемая площадь арматуры

h	$1,3p_{vp}$	δ	M	A_s	M_{ult}
2.0	59.90	0.22	2.97	2.10	3.01
3.0	100.26		4.97	3.50	4.97
4.0	147.57		7.32	5.30	7.45
5.0	201.33		9.98	7.20	10.00
6.0	247.04		12.25	9.00	12.36
7.0	283.73		14.07	10.40	14.15
8.0	315.63		15.65	11.60	15.66
9.0	344.73		17.10	12.80	17.15
10.0	372.09		18.45	13.90	18.49

2.5.2 Непрямой метод (AASHTO LRFD)

AS/NZS 4058 представляет из себя своего рода продолжение стандарта AS/NZS 3725 и описывает требования к применяемым материалам, приёмке, испытаниям, маркировке, в том числе указания по выбору класса трубы по тестовой нагрузке. Тестовая нагрузка определяется аналогично D-load как отношение предельной нагрузки к коэффициенту, зависящему от типа основания. Испытания могут проводиться, как и в AASHTO, ТЕВ методом или аналогичным на двух опорах. Тем не менее сам стандарт не описывает методику расчета несущей способности и подбора армирования, поэтому предлагается расчет тестовой нагрузки выполнять по упомянутым AS/NZS, сопоставляя полученные классы с классами данными для AASHTO, так как те содержат в себе и необходимое армирование.

В соответствии с AASHTO по непрямому методу класс трубы принимается по требуемому значению D-load:

$$D = \left(\frac{1}{S_i} \right) \left(\frac{W_E + W_F}{B_{FE}} + \frac{W_L}{B_{FLL}} \right) \quad (2.16)$$

где S_i – внутренний диаметр трубы, м;

W_E, W_F, W_L – давление грунта, жидкости, полезная нагрузка;

B_{FE}, B_{FLL} – коэффициент надежности по нагрузке.

AASHTO M 170M-04 предлагает следующие варианты армирования (рисунок 2.13):

- внутренняя плюс эллиптическая сетки таким образом, что площадь эллиптической не менее той, что определена для внешней, а суммарная – не менее площади внутренней;
- внутренняя плюс внешняя сетки с соответствующими площадями;
- внутренняя и внешняя плюс эллиптическая сетки таким образом, что суммарная площадь внутренней и эллиптической не менее той, что определена для внешней, внешней и эллиптической – не менее площади внешней.

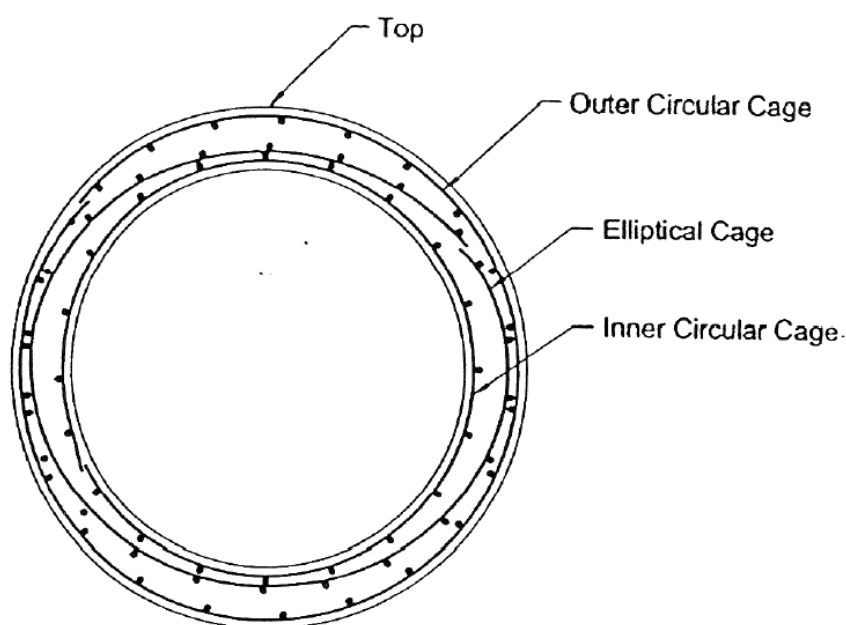


Рисунок 2.13 – Схема армирования (заимствовано из ASTM)

Таблица 2.9 – Требуемая площадь арматуры

W_E	D-load кН/м ²	D-load	Внутренняя сетка см ²	Внешняя сетка см ²	Суммарное см ²
62.34	21.09	75.0	3.2	1.9	5.1
108.41	36.68	75.0	3.2	1.9	5.1
146.35	49.51	75.0	3.2	1.9	5.1
182.94	61.89	75.0	3.2	1.9	5.1
220.88	74.73	75.0	3.2	1.9	5.1
257.70	87.19	100.0	4.4	2.6	7
296.32	100.25	150.0	7.4	4.4	11.8
333.36	112.78	150.0	7.4	4.4	11.8
370.40	125.31	150.0	7.4	4.4	11.8

Классы AASHTO примерно соответствуют классам AS/NZS: класс I классу 2, классы II и III классу 3, IV – 6, V – 7.

Таблица 2.10 – Испытательные нагрузки

Proof and ultimate test load, kN/m												
AS/NZS	Класс 2		Класс 3		Класс 4		Класс 6		Класс 8		Класс 10	
	42	63	63	95	84	126	126	158	168	210	210	263
AASHTO	Класс I		Класс II		Класс III		Класс IV		Класс V			
	38	57	47	71	62	95	95	143	133	167		

2.5.3 Прямой метод (AASHTO LRFD)

Требуемая площадь армирования:

$$A_s = \frac{g\varphi d - N_u - \sqrt{g[g(\varphi d)^2 - N_u(2\varphi d - h) - 2M_u]}}{f_y} \quad (2.17)$$

где $g = 0.85bf'_c$

f'_c, f_y – прочность бетона, арматуры, МПа;

A_s – площадь армирования на длине b ;

d – рабочая высота сечения;

h – высота сечения;

M_u и N_u – внутренние усилия от распределенных нагрузок; могут быть получены умножением сосредоточенной нагрузки на безразмерные коэффициенты, установленные так же КЭ анализом для типов установки:

$$M_i = \sum C m_i W_i \frac{D_m}{2} \quad (2.18)$$

$$N_i = \sum C n_i W_i \quad (2.19)$$

φ – коэффициент надежности.

Таблица 2.11 – Усилия и требуемая площадь арматуры

W_e	b	d	h	g	f'_c	f_y	N_u	M_u	A_s
61.60	1000	88	113	13175	15.5	330	-10409.7	3757356.00	1.52
92.39	1000	88	113	13175	15.5	330	-15614.6	5636034.00	2.29
123.19	1000	88	113	13175	15.5	330	-20819.4	7514712.00	3.08
153.99	1000	88	113	13175	15.5	330	-26024.3	9393390.00	3.88
184.79	1000	88	113	13175	15.5	330	-31229.2	11272068.00	4.69
215.59	1000	88	113	13175	15.5	330	-36434	13150746.00	5.51
246.38	1000	88	113	13175	15.5	330	-41638.9	15029424.00	6.35
277.18	1000	88	113	13175	15.5	330	-46843.8	16908102.00	7.21
307.98	1000	88	113	13175	15.5	330	-52048.6	18786780.00	8.08

На рисунке 2.14 показано сравнение требуемой площади армирования.

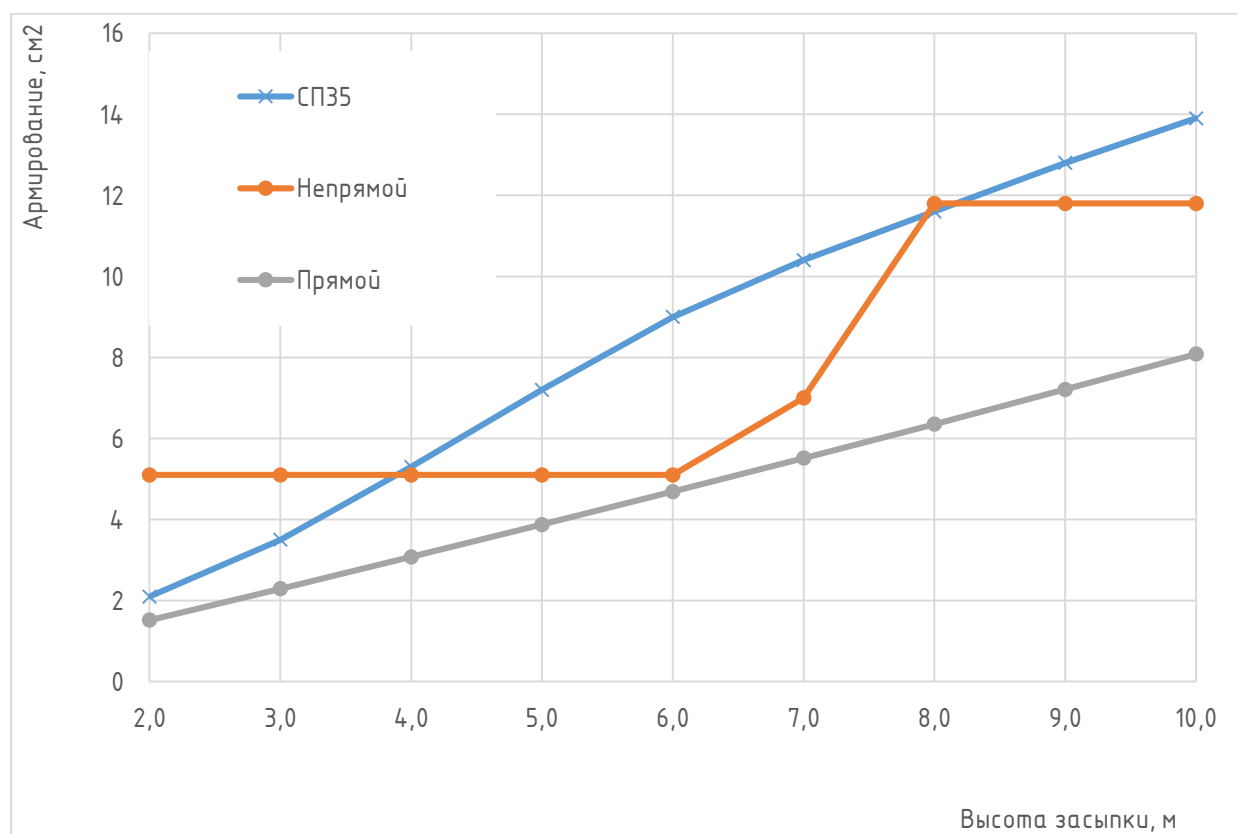


Рисунок 2.14 – График зависимости требуемой площади армирования от высоты насыпи

Выводы по главе 2

Определение давления от собственного веса грунтового массива представляет собой многослойную задачу, трудно поддающуюся однозначной формализации.

Этим обстоятельством и продиктованы существенные расхождения между отечественной и зарубежными нормативными системами:

1. Анализ показывает, что расчётные величины по стандарту AS/NZS для траншейной укладки оказываются более чем вдвое ниже, нежели при идентичных параметрах насыпного варианта. Однако расширение траншеи влечёт за собой резкий рост нагрузки, а обеспечить непрерывный контроль за выполнением работ строительным надзором на стройплощадке удаётся далеко не всегда. Учитывая это логичным видится допущение, принятое в прочих нормах – не дифференцировать расчёт в зависимости от способа укладки труб.

2. Каждый нормативный документ по-своему оценивает поведение грунта под трубой. В российском СП 35.13330.2011 за это отвечает коэффициент «s», он коррелирует с осадкой фундамента и трением, но совершенно не учитывает, как перераспределяются внутренние усилия. В частности, метод не может учитывать локального роста напряжений, если грунт под лотком уплотнён неравномерно или его размыло в результате эксплуатации. Американский стандарт AASHTO действует иначе, класс основания определяют: материалы, толщина подушки и то, насколько качественно уложена и уплотнена насыпь. Австралийско – Новозеландский AS/NZS по идеологии ближе к Российскому, в нём тоже работают поправочные коэффициенты, но другие – C_t и C'_e . Через них сравнивают, насколько сильнее проседает само основание по отношению к окружающему грунту.

3. Ключевая грунтовая характеристика в нашем случае – угол внутреннего трения φ . Российский СП 35.13330.2011 задаёт его прямо:

«рекомендованное значение 30° », что соответствует пиковому вертикальному давлению. Отклонения от этой цифры почти не влияют на вертикальную составляющую напряжений, но заметно сказываются на боковой. Американский подход AASHTO действует иначе, угол внутреннего трения вводится не напрямую, а через типы монтажа трубы. Каждый такой тип жёстко привязывает конкретные материалы для подготовки основания и обратной засыпки. AS/NZS занимает промежуточную позицию. Коэффициенты C_t и C'_e в рассматриваемом случае становятся функциями от коэффициента трения μ и коэффициента бокового давления K . Причём последние два параметра для каждого вида грунта заранее фиксированы.

4. Между гибкой системой AASHTO, где качество уплотнения напрямую влияет на несущую способность, и советским СН 200-62 (предшественником СП 35.13330.2011) прослеживается интересная связь. СН 200-62 допускал снижение коэффициента C на 30% при расчёте вертикального давления от собственного веса грунта – но лишь при условии высокого качества уплотнения (коэффициент уплотнения не ниже 0,95). Это огромная уступка. В AASHTO же переход от худшего типа монтажа к лучшему уменьшает нагрузку всего на 7%. Вероятно, данное утверждение не нашло подтверждения в практике строительства и эксплуатации и было удалено из СП 35.13330.2011. Попутно в действующем российском своде правил снижено и влияние податливости основания. Требования к уплотнению в AS/NZS также присутствуют, но носят менее жёсткий характер по сравнению с американскими.

5. Ключевая особенность зарубежных методик сводится к использованию эмпирического косвенного подхода, базирующегося на данных ТЕВ-испытаний. Этот метод, отличающийся внешней простотой, продолжает находить применение и в наши дни, хотя ему присущи и определённые слабые стороны. Зависимость требуемой площади армирования от высоты насыпи, представленная на рисунке 2.14, построена для трёх нормативных документов: СП 35.13330.2011, AASHTO и AS/NZS.

Прямой метод даёт линейное увеличение требуемой площади армирования. Косвенный метод по ASTM, напротив, формирует ступенчатую зависимость: горизонтальные участки прерываются скачками, каждый из которых соответствует переходу на следующий класс трубы. Такая нелинейность приводит к тому, что на одних интервалах косвенный метод требует большей площади, чем российские нормы, на других – меньшей.

Дополнительным ограничением служит жёсткая привязка классов косвенного метода к классу бетона. В сочетании с лимитом на максимальный V класс трубы и предельным значением *D-load* (175 кН/м/м) это существенно снижает универсальность подхода.

6. В России, США и Австралии применяются принципиально разные подходы к расчёту водопропускных труб – от сбора нагрузок до оценки несущей способности. Любопытно, что при всех методических расхождениях итоговые цифры требуемой площади армирования оказываются вполне сопоставимыми.

Однако российский СП 35.13330.2011 даёт значения выше, вплоть до 35%. При этом трубы, спроектированные по любым из этих норм, эксплуатируются одинаково успешно. Следовательно, отечественные требования просто закладывают большой запас прочности. Это подводит к выводу: назрела необходимость корректировки не только расчётных схем и правил сбора нагрузок, но и самих методов, изложенных в СП 35.13330.2011.

3. ПРИМЕНЕНИЕ ТЕОРИИ ПОЛУБЕЗМОМЕНТНЫХ ОБОЛОЧЕК В.З. ВЛАСОВА К РАСЧЕТУ ГРУНТОЗАСЫПНЫХ МОСТОВ И ТРУБ ИЗ СТАЛЕФИБРОБЕТОНА

3.1 Введение

Проблема корректного расчета и конструирования грунтозасыпных мостов и труб из сталефибробетона, как уже отмечалось в главах 1 и 2 стоит очень остро и не позволяет полноценно реализовать весь потенциал их применения.

Особый интерес представляют конструкции с применением несущих конструкций из сталефибробетона, к преимуществам которых относятся: относительно небольшой вес элементов конструкций, относительная простота сборки, меньшие, по сравнению с железобетонными конструкциями, сроки возведения, привлекательный внешний вид, меньшие затраты при эксплуатации. Использование сталефибробетонных конструкций, дает возможность перекрывать пролеты длиной до 25 м, возводить сооружения для пропуска автомобильных и железных дорог в разных уровнях (путепроводы), сооружения для защиты дорог от камнепадов и другие конструкции. При этом стоимость строительства грунтозасыпных мостов из сталефибробетона ниже стоимости малых и средних балочных железобетонных мостовых сооружений, имеющих аналогичную область применения [56-66]. Однако на пути применения сталефибробетонных грунтозасыпных мостов лежат трудности, связанные с отсутствием достаточно надежных расчетных схем и методик расчета, учитывающих особенности их деформирования и взаимодействия с окружающим грунтовым массивом, а также распределение напряжений в грунте.

Существующие методы расчета грунтозасыпных мостов сводятся, либо к построению конечно элементной модели (как универсального метода по

решению задач механики деформируемых твердых тел), либо методы, разработанные для расчета подземных сооружений (тоннелей, водопропускных труб и т.д). Анализ отечественных и зарубежных нормативных методов определения давления грунта на водопропускные трубы представлен в главе 2.

Для дальнейшего развития нормативной базы необходимо разработать новые уточняющие методики расчета грунтозасыпных мостов и водопропускных труб.

В данной главе рассмотрено применение теории полубезмоментных оболочек В.З. Власова для расчета арочных сталефибробетонных конструкций грунтозасыпных мостов, а также произведен сравнительный анализ полученной теории с «нормативным методом расчета» представленным в СП 35.13330.2012 «Мосты и трубы».

3.2 Основные гипотезы расчета

3.2.1 Модель конструктивного элемента

В качестве модели конструктивного элемента, учитывая характерные соотношения размеров водопропускной трубы или грунтозасыпного моста, а также характер ее деформирования под действием нагрузки, рассмотрим полубезмоментную модель круговой цилиндрической оболочки. Отнесем эту оболочку радиусом R и длиной L к цилиндрической системе координат x, y, z ; где z – координата, нормальная к срединной поверхности оболочки, а x и y – линии главных кривизн (рисунок 3.1).

Введем безразмерные координаты:

$$\alpha = \frac{x}{R}; \beta = \frac{y}{R} \quad (3.1)$$

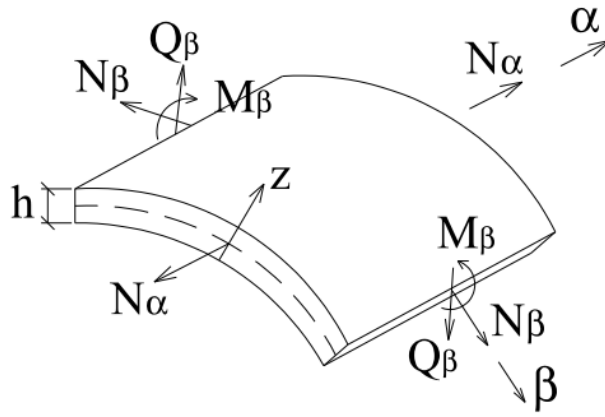


Рисунок 3.1 – Схема участка оболочки по полубезмоментной модели с координатами и усилиями

Уравнения, описывающие равновесие оболочки в предположении, что моменты M_α , $M_{\alpha\beta}$, $M_{\beta\alpha}$ перерезывающая сила Q_α и сдвигающее усилие $N_{\alpha\beta}$ равны нулю, имеют вид [67]:

$$\begin{aligned} \frac{\partial N_\alpha}{\partial \alpha} + R \cdot P_\alpha &= 0; \quad \frac{\partial N_\beta}{\partial \beta} + Q_\beta + R \cdot P_\beta = 0 \\ \frac{\partial Q_\beta}{\partial \beta} - N_\beta + R \cdot P_z &= 0; \quad \frac{\partial M_\beta}{\partial \beta} - R \cdot Q_\beta = 0 \end{aligned} \quad (3.2)$$

Если выразить Q_β через производную от M_β и подставить это выражение во второе и третье уравнения, то получим:

$$\begin{aligned} \frac{\partial N_\alpha}{\partial \alpha} + R \cdot P_\alpha &= 0; \quad \frac{1}{R} \frac{\partial^2 M_\beta}{\partial \beta^2} - N_\beta + R \cdot P_z = 0 \\ R \frac{\partial N_\beta}{\partial \beta} + \frac{\partial M_\beta}{\partial \beta} + R^2 \cdot P_\beta &= 0 \end{aligned} \quad (3.3)$$

где P_α, P_β, P_z – составляющие нагрузки, действующей на трубу-оболочку соответственно в направлении осей α, β, z .

Используя геометрические гипотезы В.З. Власова, выражения для деформаций любой точки на расстоянии z от срединной поверхности оболочки запишем в виде:

$$e_{\alpha}(z) = \varepsilon_{\alpha}; \quad e_{\beta}(z) = z \cdot \chi_{\beta}; \quad e_{\alpha\beta} = 0 \quad (3.4)$$

$$\varepsilon_{\alpha} = \frac{1}{R} \frac{\partial u}{\partial \alpha};$$

$$\chi_{\beta} = -\frac{1}{R^2} \left(\frac{\partial^2 W}{\partial \beta^2} - \frac{\partial v}{\partial \beta} \right) \quad (3.5)$$

где $u(\alpha, \beta)$, $v(\alpha, \beta)$, $W(\alpha, \beta)$ – перемещения точек срединной поверхности по направлению координат α , β , z ;

χ_{β} – изменение кривизны;

ε_{α} – линейная деформация срединной поверхности.

3.2.2 Модель загрузки

Особенность арочных конструкций грунтозасыпных мостов и водопропускных труб под насыпями на автомобильных и железных дорогах состоит в их совместной работе с окружающим грунтом. Грунт создает нагрузку, является основанием и средой, передающей надземные нагрузки. Водопропускные трубы обычно считают жесткими и рассчитывают по недеформированной схеме, то есть без учета бокового отпора грунта. Поэтому, допуская, что водопропускная труба не изменяет предельного напряженного состояния окружающего грунта, рассматриваемого как сыпучее тело, можно получить следующие выражения для составляющих нагрузки в точке верхней половины трубы, лежащей на глубине y от поверхности насыпи [67]:

$$P_z = \gamma y (\cos^2 \theta + \xi \sin^2 \theta), P_{\alpha} = 0$$

$$P_{\beta} = \gamma y (1 - \xi) \cos \theta \sin \theta \quad (3.6)$$

где $\xi = \frac{(1 - \sin \varphi)}{(1 + \sin \varphi)}$,

φ – угол внутреннего трения грунта;

γ – объемный вес грунта;

θ – угол между касательной в рассматриваемой точке и горизонталью (рисунок 3.2).

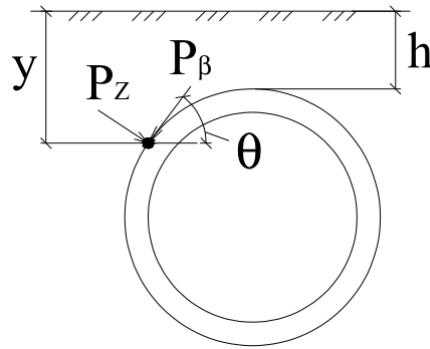


Рисунок 3.2 – Нагрузки, действующие на оболочку в поперечном направлении

Для описания поведения сталефибробетона применяется модель однородного линейно упругого материала, соотношения которой для плоского напряженного состояния, в котором находится материал трубы или грунтозасыпного моста (при отсутствии сдвигающих напряжений) имеют вид:

$$\begin{aligned}\sigma_\alpha &= \frac{E}{1-\nu^2} (e_\alpha + \nu e_\beta); \\ \sigma_\beta &= \frac{E}{1-\nu^2} (e_\beta + \nu e_\alpha)\end{aligned}\quad (3.7)$$

где $\sigma_\alpha, \sigma_\beta$, – компоненты тензора напряжений,

ν – коэффициент поперечной деформации (коэффициент Пуассона).

3.2.3 Физические соотношения для усилий и деформаций, возникающих в оболочке

Выражения для усилий и момента в оболочке трубы имеют вид:

$$N_\alpha = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_\alpha dz;$$

$$N_\beta = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_\beta dz;$$

$$M_\beta = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_\beta z dz \quad (3.8)$$

С учетом (3.7) и (3.4) получим:

$$\begin{aligned} N_\alpha &= \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_\alpha dz = \int_{-h/2}^{h/2} \frac{E}{1-\nu^2} (e_\alpha + \nu e_\beta) dz = \frac{E \varepsilon_\alpha h}{1-\nu^2} \\ N_\beta &= \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_\beta dz = \int_{-h/2}^{h/2} \frac{E}{1-\nu^2} (e_\beta + \nu e_\alpha) dz = \frac{E \nu \varepsilon_\alpha h}{1-\nu^2} \\ M_\beta &= \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_\beta z dz = \int_{-h/2}^{h/2} \frac{E}{1-\nu^2} (e_\beta + \nu e_\alpha) z dz = \frac{E \chi_\beta h^3}{12(1-\nu^2)} \end{aligned} \quad (3.9)$$

где h – толщина стенки оболочки;

3.3 Разрешающее уравнение оболочки по полубезмоментной теории В.З.Власова применительно к сталефибробетонной цилиндрической оболочке

Принимая во внимание соотношения [68]:

$$W = \frac{\partial v}{\partial \beta}, \frac{\partial v}{\partial \beta} = -\frac{\partial v}{\partial \alpha} \quad (3.10)$$

и исключив из (3.5) перемещения, получим следующее уравнение неразрывности деформаций:

$$\Omega \varepsilon_\alpha + R \frac{\partial^2 \chi_\beta}{\partial \alpha^2} = 0 \quad (3.11)$$

где $\Omega = \frac{\partial^4}{\partial \beta^4} + \frac{\partial^2}{\partial \beta^2}$ – дифференциальный оператор В.З.Власова.

Уравнение (3.11) удовлетворяется тождественно, если ввести функцию перемещений $\Phi(\alpha, \beta)$ формулам:

$$u = -\frac{\partial \Phi}{\partial \alpha}; v = \frac{\partial \Phi}{\partial \beta} \quad (3.12)$$

Тогда из (3.10) и (3.5) следует:

$$W = \frac{\partial^2 \Phi}{\partial \beta^2}; \quad \varepsilon_\alpha = -\frac{1}{R} \frac{\partial^2 \Phi}{\partial \alpha^2}; \quad \chi_\beta = -\frac{1}{R^2} \Omega \Phi \quad (3.13)$$

Уравнения равновесия (3.3) сводятся к следующему разрешающему уравнению:

$$\frac{1}{R} \frac{\partial^2 N_\alpha}{\partial \alpha^2} + \frac{1}{R} \Omega M_\beta = q \quad (3.14)$$

где

$$q = -\frac{\partial P_\alpha}{\partial \alpha} + \frac{\partial P_\beta}{\partial \beta} - \frac{\partial^2 P_z}{\partial \beta^2} \quad (3.15)$$

Подставляя в (3.14) выражения (3.15) с учетом (3.9), получим окончательное уравнение:

$$\left[\Omega \left(\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \right) \Omega \Phi \right] - \frac{\partial^2}{\partial \alpha^2} \left[\left(\frac{ERh}{1-\nu^2} \right) \frac{\partial^2 \Phi}{\partial \alpha^2} \right] = R^3 \cdot q \quad (3.16)$$

Раскроем уравнение (3.16):

$$\left[\left(\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \right) \cdot \left(\frac{\partial^8 \Phi}{\partial \beta^8} + 2 \frac{\partial^6 \Phi}{\partial \beta^6} + \frac{\partial^4 \Phi}{\partial \beta^4} \right) \right] - \left[\left(\frac{ERh}{1-\nu^2} \right) \frac{\partial^4 \Phi}{\partial \alpha^4} \right] = R^3 \cdot q \quad (3.17)$$

Введем обозначение:

$$\left[\left(\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \right) \cdot \left(\frac{\partial^8 \Phi}{\partial \beta^8} + 2 \frac{\partial^6 \Phi}{\partial \beta^6} + \frac{\partial^4 \Phi}{\partial \beta^4} \right) \right] - \left[\left(\frac{ERh}{1-\nu^2} \right) \frac{\partial^4 \Phi}{\partial \alpha^4} \right] = L(\Phi) \quad (3.18)$$

Следовательно:

$$L(\Phi) = R^3 q \quad (3.19)$$

3.4 Применение вариационного метода В.З. Власова к расчету сталефибробетонной цилиндрической оболочки

Для решения уравнения (3.19) применим вариационный метод В.З. Власова, согласно которому искомую функцию $\Phi(\alpha, \beta)$ представим в виде разложения:

$$\Phi(\alpha, \beta) = \sum_{i=1}^n F_n(\alpha) \cdot \sin n\pi \left(\frac{\beta - \beta_0}{\beta_k - \beta_0} \right) \quad (3.20)$$

где $\sin n\pi \left(\frac{\beta - \beta_0}{\beta_k - \beta_0} \right)$ – аппроксимирующие функции в окружном направлении;

$F_n(\alpha)$ – функции, подлежащие определению.

В дальнейшем, полагая $\beta_0 = 0$, а $\beta_k = \pi$, что соответствует полукруговой арке, и, ограничиваясь первыми тремя членами ряда, запишем:

$$\Phi(\alpha, \beta) = F_1(\alpha) \cdot \sin\beta + F_2(\alpha) \cdot \sin 2\beta + F_3(\alpha) \cdot \sin 3\beta \quad (3.21)$$

Вариационное уравнение метода В.З. Власова в нашем случае имеет вид:

$$\int_0^\pi (L(\Phi) - R^3 q) \Phi d\beta = 0$$

С учетом выражений (3.21), оно приводится к системе трех дифференциальных уравнений относительно функций $F_n(\alpha)$:

$$\begin{cases} \int_0^\pi (L(\Phi) - R^3 q) \sin\beta d\beta = 0 \\ \int_0^\pi (L(\Phi) - R^3 q) \sin 2\beta d\beta = 0 \\ \int_0^\pi (L(\Phi) - R^3 q) \sin 3\beta d\beta = 0 \end{cases} \quad (3.22)$$

Рассмотрим первое уравнение.

Учитывая (3.18) получим:

$$\int_0^\pi \left(\left[\left(\frac{EhR}{1-\nu^2} \right) \cdot \frac{\partial^4 \Phi}{\partial \alpha^4} \right] - \left[\left(\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \right) \cdot \left(\frac{\partial^8 \Phi}{\partial \beta^8} + 2 \frac{\partial^6 \Phi}{\partial \beta^6} + \frac{\partial^4 \Phi}{\partial \beta^4} \right) \right] + R^3 q \right) \sin\beta d\beta = 0 \quad (3.23)$$

Введем обозначения:

$$\left(\frac{EhR}{1-\nu^2}\right) = A_1;$$

$$\left(\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)}\right) = A_2 \quad (3.24)$$

Принимая во внимание (3.24) и (3.21) получим:

$$\int_0^\pi \left(\left[A_1 \cdot \left(\frac{\partial^4 F_1(\alpha)}{\partial \alpha^4} \sin \beta + \frac{\partial^4 F_2(\alpha)}{\partial \alpha^4} \sin 2\beta + \frac{\partial^4 F_3(\alpha)}{\partial \alpha^4} \sin 3\beta \right) \right] - \right. \\ \left. - [A_2 \cdot 144(F_2(\alpha) \sin 2\beta + 36F_3(\alpha) \sin 3\beta)] + R^3 q \right) \sin \beta d\beta = 0 \quad (3.25)$$

Учитывая (3.24) получим:

$$\int_0^\pi \left(\left[\frac{EhR}{1-\nu^2} \cdot \left(\frac{\partial^4 F_1(\alpha)}{\partial \alpha^4} \sin \beta + \frac{\partial^4 F_2(\alpha)}{\partial \alpha^4} \sin 2\beta + \frac{\partial^4 F_3(\alpha)}{\partial \alpha^4} \sin 3\beta \right) \right] - \right. \\ \left. - \left[\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \cdot 144(F_2(\alpha) \sin 2\beta + 36F_3(\alpha) \sin 3\beta) \right] + R^3 q \right) \sin \beta d\beta = 0 \quad (3.26)$$

Рассмотрим член уравнения (3.26) $R^3 q$, учитывая соотношения (3.6) и (3.15):

$$q = -\frac{\partial P_\alpha}{\partial \alpha} + \frac{\partial P_\beta}{\partial \beta} - \frac{\partial^2 P_z}{\partial \beta^2} \quad (3.27)$$

При этом:

$$P_\alpha = 0;$$

$$P_\beta = \gamma y(1 - \xi) \sin \theta \cos \theta;$$

$$P_z = \gamma y(\cos^2 \theta + \xi \sin^2 \theta);$$

где γ – объемный вес грунта,

$$\xi = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi},$$

φ – угол внутреннего трения грунта.

Необходимо отметить, что углы θ и β равны, что соответствует полукруговой арке. Учитывая сказанное выше можно записать:

$$q = \frac{\partial}{\partial \beta} [\gamma y (1 - \xi) \sin \beta \cos \beta] - \frac{\partial^2}{\partial \beta^2} [\gamma y (\cos^2 \beta + \xi \sin^2 \beta)] \quad (3.28)$$

Принимая во внимание, что $y = H + R \cos \beta$ можно записать выражение (28) следующим образом:

$$q = \frac{\partial}{\partial \beta} [\gamma (H + R \cos \beta) (1 - \xi) \sin \beta \cos \beta] - \frac{\partial^2}{\partial \beta^2} [\gamma (H + R \cos \beta) (\cos^2 \beta + \xi \sin^2 \beta)] \quad (3.29)$$

Выполнив операции дифференцирования, получим:

$$q = 3\gamma H(1 - \xi) \cos 2\beta + \gamma R \cos \beta - 5,25\gamma R \xi \cos 3\beta \quad (3.30)$$

Подставим значение q в выражение (27) получим:

$$\begin{aligned} \int_0^\pi \left(\left[\frac{EhR}{1-v^2} \cdot \left(\frac{\partial^4 F_1(\alpha)}{\partial \alpha^4} \sin \beta + \frac{\partial^4 F_2(\alpha)}{\partial \alpha^4} \sin 2\beta + \frac{\partial^4 F_3(\alpha)}{\partial \alpha^4} \sin 3\beta \right) \right] - \right. \\ \left. - \left[\frac{Eh^3}{12(1-v^2)} \cdot 144(F_2(\alpha) \sin 2\beta + 36F_3(\alpha) \sin 3\beta) \right] + R^3 [3\gamma H(1 - \right. \\ \left. - \xi) \cos 2\beta + \gamma R \cos \beta - 5,25\gamma R \xi \cos 3\beta] \right) \sin \beta d\beta = 0 \end{aligned} \quad (3.31)$$

Выполним операции интегрирования:

$$\left(\frac{Eh\pi}{2(1-v^2)} \right) \cdot \frac{d^4 F_1(\alpha)}{d\alpha^4} - 2R^2 \gamma H(1 - \xi) = \frac{d^4 F_1(\alpha)}{d\alpha^4} - \frac{4R^2 \gamma H(\xi - 1)(1 - v^2)}{Eh\pi} = 0 \quad (3.32)$$

Получили дифференциальное уравнение четвертого порядка, из которого можно получить функцию $F_1(\alpha)$.

Введем следующее обозначение:

$$\frac{4R^2 \gamma H(\xi - 1)(1 - v^2)}{Eh\pi} = \Psi \quad (3.33)$$

Итак, получим:

$$\frac{d^4 F_1(\alpha)}{d\alpha^4} = \Psi \quad (3.34)$$

Решением неоднородного дифференциального уравнения (34) является:

$$F_1(\alpha) = \frac{q}{24}\alpha^4 + \frac{C_1}{6}\alpha^3 + \frac{C_2}{2}\alpha^2 + C_3\alpha + C_4 \quad (3.35)$$

где C_1, C_2, C_3, C_4 - произвольные постоянные интегрирования.

Для поиска произвольных постоянных введем граничные условия, соответствующие свободному краю оболочки:

$$u\left(0, \frac{l}{R}\right) = 0 \text{ и } N_\alpha\left(0, \frac{l}{R}\right) = 0 \quad (3.36)$$

Учитывая, что $N_\alpha = -\frac{Eh\sin\beta}{(1-\nu^2)R} \frac{\partial^2 F_1(\alpha)}{\partial \alpha^2}$, а $u = -\sin\beta \frac{\partial F_1(\alpha)}{\partial \alpha}$, можно

переписать граничные условия следующим образом (при $\alpha = 0, \alpha = \frac{l}{R}$):

$$\begin{aligned} \frac{d^2 F_1(\alpha)}{d\alpha^2} &= 0, \\ \frac{dF_1(\alpha)}{d\alpha} &= 0 \end{aligned} \quad (3.37)$$

Выполнив дифференцирование, получим систему уравнений:

$$\begin{cases} C_3 = 0 \\ C_2 = 0 \\ \frac{q}{6}\alpha^3 + \frac{C_1}{2}\alpha^2 = 0 \\ \frac{q}{2}\alpha^2 + C_1\alpha = 0 \end{cases} \quad (3.38)$$

В итоге получим:

$$C_1 = -\frac{ql}{2R},$$

$$C_2 = 0,$$

$$C_3 = 0$$

Подставим полученные значения произвольных постоянных в

уравнение (3.35):

$$F_1(\alpha) = \frac{\mathcal{C}}{24} \alpha^4 - \frac{\mathcal{C}l}{12R} \alpha^3 + C_4 \quad (3.39)$$

Выполним операции, аналогичные проделанным в уравнениях (3.23) - (3.32) для второго и третьего уравнений системы (3.22):

Второе уравнение будет после завершения операций будет иметь вид:

$$\begin{aligned} & \left(\frac{Eh\pi}{2(1-\nu^2)} \right) \cdot \frac{d^4 F_2(\alpha)}{d\alpha^4} - \frac{6E\pi h^3}{(1-\nu^2)} \cdot F_2(\alpha) - 2R^2 \gamma H(1-\xi) = \\ & = \frac{d^4 F_2(\alpha)}{d\alpha^4} - \frac{12h^3}{h} \cdot F_2(\alpha) - \frac{4R^2 \gamma H(\xi-1)(1-\nu^2)}{Eh\pi} = 0 \end{aligned} \quad (3.40)$$

Третье уравнение будет после завершения операций будет иметь вид:

$$\begin{aligned} & \left(\frac{Eh\pi}{2(1-\nu^2)} \right) \cdot \frac{d^4 F_3(\alpha)}{d\alpha^4} - \frac{3E\pi h^3}{2(1-\nu^2)} \cdot F_3(\alpha) - 2R^2 \gamma H(1-\xi) = \\ & = \frac{d^4 F_3(\alpha)}{d\alpha^4} - 3h^2 \cdot F_3(\alpha) - \frac{4R^2 \gamma H(\xi-1)(1-\nu^2)}{Eh\pi} = 0 \end{aligned} \quad (3.41)$$

Как видим, второе и третье уравнения имеют одинаковый вид, который в общем виде можно записать следующим образом:

$$y(x) = y'''' - B \cdot y - \mathcal{C} = 0 \quad (3.42)$$

Решением неоднородного дифференциального уравнения (39) является:

$$y(x) = C_1 e^{\sqrt[4]{B} \cdot x} + C_2 e^{-\sqrt[4]{B} \cdot x} + C_3 \sin(\sqrt[4]{B} \cdot x) + C_4 \cos(\sqrt[4]{B} \cdot x) + \frac{\mathcal{C}}{B_1} \quad (3.43)$$

где C_1, C_2, C_3, C_4 - произвольные постоянные интегрирования.

Для поиска произвольных постоянных введем граничные условия, аналогичные условиям (38), соответствующим свободному краю оболочки:

При $x = 0,$

$$x = \frac{l}{R}$$

$$y(x)'' = 0,$$

$$y(x)' = 0 \quad (3.44)$$

Выполнив дифференцирование, получим систему уравнений:

$$\begin{cases} C_1 - C_2 + C_3 = 0 \\ C_1 + C_2 - C_3 = 0 \\ C_1 e^{\sqrt[4]{B} \cdot \frac{l}{R}} - C_2 e^{-\sqrt[4]{B} \cdot \frac{l}{R}} + C_3 \cos\left(\sqrt[4]{B} \cdot \frac{l}{R}\right) - C_4 \sin\left(\sqrt[4]{B} \cdot \frac{l}{R}\right) = 0 \\ C_1 e^{\sqrt[4]{B} \cdot \frac{l}{R}} + C_2 e^{-\sqrt[4]{B} \cdot \frac{l}{R}} - C_3 \sin\left(\sqrt[4]{B} \cdot \frac{l}{R}\right) - C_4 \cos\left(\sqrt[4]{B} \cdot \frac{l}{R}\right) = 0 \end{cases} \quad (3.45)$$

В итоге получим: $C_1 = C_2 = C_3 = C_4 = 0$

Подставим полученные значения произвольных постоянных в уравнение (3.43):

$$y(x) = \frac{\chi}{B} \quad (3.46)$$

Учитывая уравнения (3.42) – (3.46) получим значения $F_2(\alpha)$ и $F_3(\alpha)$:

$$F_2(\alpha) = \frac{R^2 \gamma H (\xi - 1) (1 - v^2)}{3 E \pi h^3} \quad (3.47)$$

$$F_3(\alpha) = \frac{4 R^2 \gamma H (\xi - 1) (1 - v^2)}{3 E \pi h^3} \quad (3.48)$$

Зная $F_1(\alpha), F_2(\alpha), F_3(\alpha)$, можно получить формулы, позволяющие рассчитать значения усилий в оболочке N_α, N_β и M_β :

$$\begin{aligned} N_\alpha &= - \frac{Eh}{(1 - v^2)R} \frac{d^2}{d\alpha^2} [F_1(\alpha) \sin \beta + F_2(\alpha) \sin 2\beta + F_3(\alpha) \sin 3\beta] = \\ &= - \frac{Eh \sin \beta}{(1 - v^2)R} \left[\frac{2 R^2 \gamma H (1 - \xi) (1 - v^2)}{E h \pi} \alpha^2 - \frac{2 R \gamma H l (1 - \xi) (1 - v^2)}{E h \pi} \alpha \right] \end{aligned}$$

$$N_{\alpha} = -\frac{2(1-\xi)\gamma H \sin \beta}{\pi} [R\alpha^2 - l\alpha] \quad (3.49)$$

$$\begin{aligned} N_{\beta} &= -\frac{Eh\nu}{(1-\nu^2)R} \frac{d^2}{d\alpha^2} [F_1(\alpha)\sin\beta + F_2(\alpha)\sin 2\beta + F_3(\alpha)\sin 3\beta] = \\ &= -\frac{Eh\nu \sin \beta}{(1-\nu^2)R} \left[\frac{2R^2\gamma H(1-\xi)(1-\nu^2)}{Eh\pi} \alpha^2 - \frac{2R\gamma Hl(1-\xi)(1-\nu^2)}{Eh\pi} \alpha \right] \end{aligned}$$

$$N_{\beta} = -\frac{2(1-\xi)\nu\gamma H \sin \beta}{\pi} [R\alpha^2 - l\alpha] \quad (3.50)$$

Получим значение M_{β} :

$$\begin{aligned} M_{\beta} &= -\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)R^2} \left[\frac{d^4}{d\beta^4} (F_1(\alpha)\sin\beta + F_2(\alpha)\sin 2\beta + F_3(\alpha)\sin 3\beta) + \right. \\ &\quad \left. + \frac{d^2}{d\beta^2} (F_1(\alpha)\sin\beta + F_2(\alpha)\sin 2\beta + F_3(\alpha)\sin 3\beta) \right] \\ M_{\beta} &= -\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)R^2} \left[\frac{4R^2\gamma H(\xi-1)(1-\nu^2)}{E\pi h^3} \sin 2\beta + \frac{96R^2\gamma H(\xi-1)(1-\nu^2)}{E\pi h^3} \sin 3\beta \right] \\ M_{\beta} &= -\frac{\gamma H(\xi-1)}{\pi} \left[\frac{1}{3} \sin 2\beta + 8 \sin 3\beta \right] \end{aligned} \quad (3.51)$$

В конечном итоге получаем следующие уравнения для получения усилий, действующих в полукруглой сталефибробетонной арке [69]:

$$N_{\alpha} = -\frac{2(1-\xi)\gamma H \sin \beta}{\pi} [R\alpha^2 - l\alpha] \quad (3.52)$$

$$N_{\beta} = -\frac{2(1-\xi)\nu\gamma H \sin \beta}{\pi} [R\alpha^2 - l\alpha] \quad (3.53)$$

$$M_{\beta} = -\frac{\gamma H(\xi-1)}{\pi} \left[\frac{1}{3} \sin 2\beta + 8 \sin 3\beta \right] \quad (3.54)$$

3.5 Сравнительный анализ полученных уравнений в соответствии с применением полубезмоментной теории В.З.Власова с «нормативным методом расчета» представленным в СП 35.13330.2012 «Мосты и трубы»

Для выполнения сравнительного анализа полученных уравнений в соответствии с применением полубезмоментной теории В.З.Власова и «нормативного метода расчета» представленного в СП 35.13330.2012 «Мосты и трубы» произведен расчет грунтозасыпного сталефибробетонного моста пролетом 10,0 метров со стрелой подъема 5,0 м на временную нагрузку Н14.

3.5.1 Расчет арочного грунтозасыпного сталефибробетонного моста с применением полубезмоментной теории В.З.Власова

Для выполнения расчетов расчетную схему выполним делением полукруговой арки на секторы с углом в 10° , получившиеся точки на поверхности арки обозначим $T.1 - T.10$.

Расчетная схема представлена на рисунке 3.3.

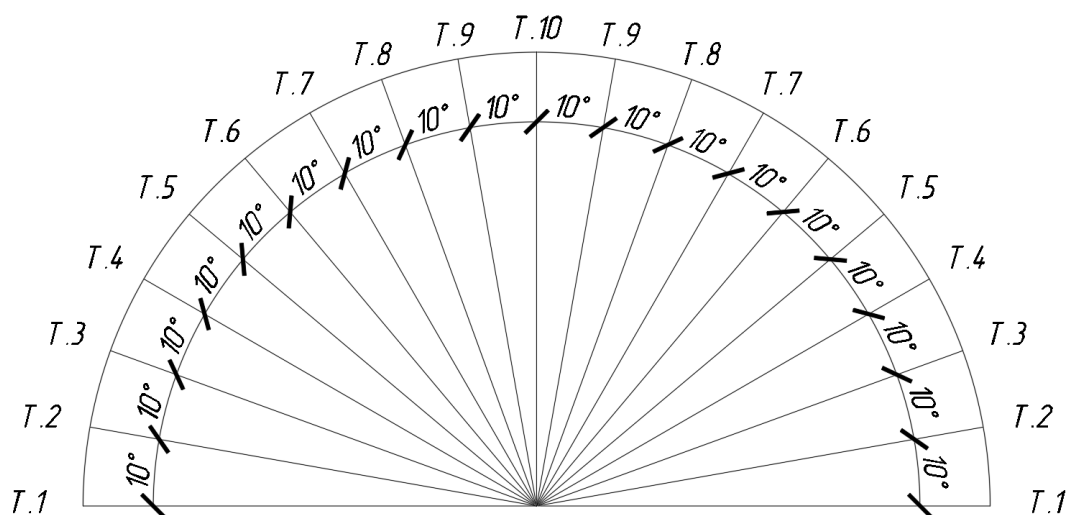


Рисунок 3.3 – Расчетная схема к расчету с применением полубезмоментной теории В.З. Власова.

Определим значение продольной сжимающей N_β по формуле (3.53):

$$N_\beta = -\frac{2(1-\xi)\nu\gamma H \sin\beta}{\pi} [Ra^2 - la]$$

где: ν – коэффициент Пуассона (для суглинка $\nu = 0,35$)

R – радиус арки;

l – длина арочной конструкции;

γ – удельный вес грунта;

H – высота засыпки арки от основания;

$$\xi = \frac{(1 - \sin\varphi)}{(1 + \sin\varphi)}$$

где: φ – угол внутреннего трения грунта (принят 16°)

На рисунке 3.4 представлена полученная эпюра продольной силы N_β .

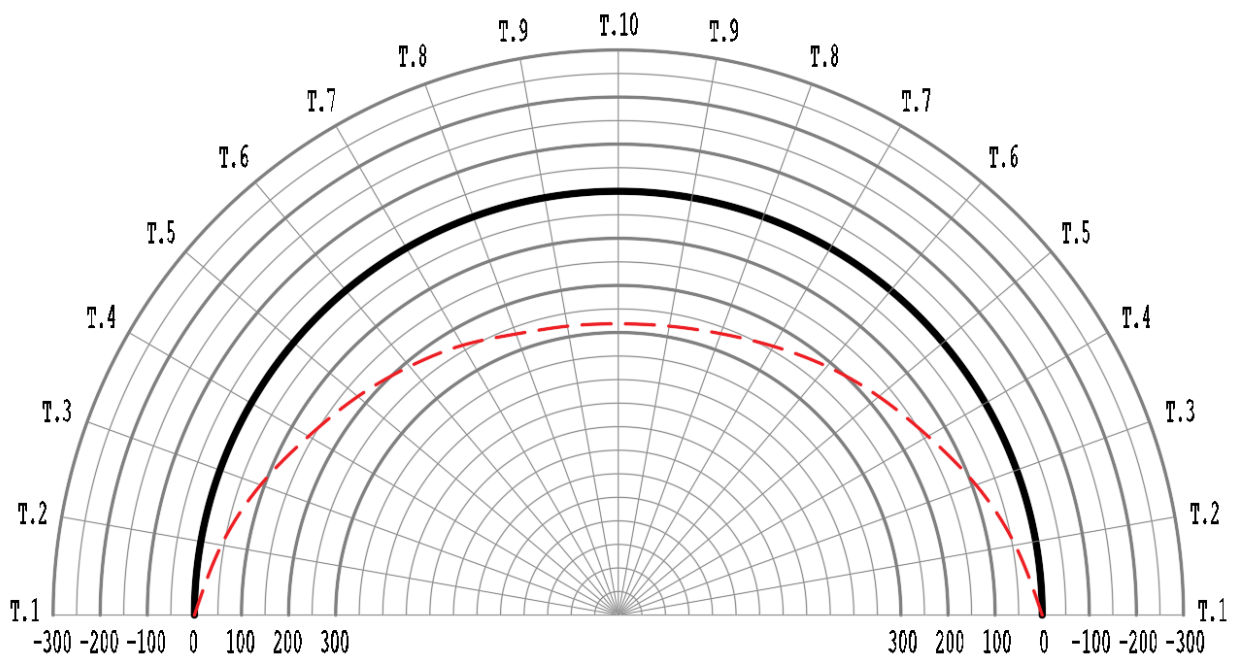


Рисунок 3.4 – Эпюра продольной силы N_β полученная с применением полубезмоментной теории В.З. Власова.

Определим значение момента M_β по формуле (3.54):

$$M_\beta = -\frac{\gamma H(\xi-1)}{\pi} \left[\frac{1}{3} \sin 2\beta + 8 \sin 3\beta \right]$$

где: ν – коэффициент Пуассона (для суглинка $\nu = 0,35$)

R – радиус арки;

l – длина арочной конструкции;

γ – удельный вес грунта;

H – высота засыпки арки от основания;

$$\xi = \frac{(1 - \sin \varphi)}{(1 + \sin \varphi)}$$

где: φ – угол внутреннего трения грунта (принят 16°)

На рисунке 3.5 представлена полученная эпюра моментов M_β .

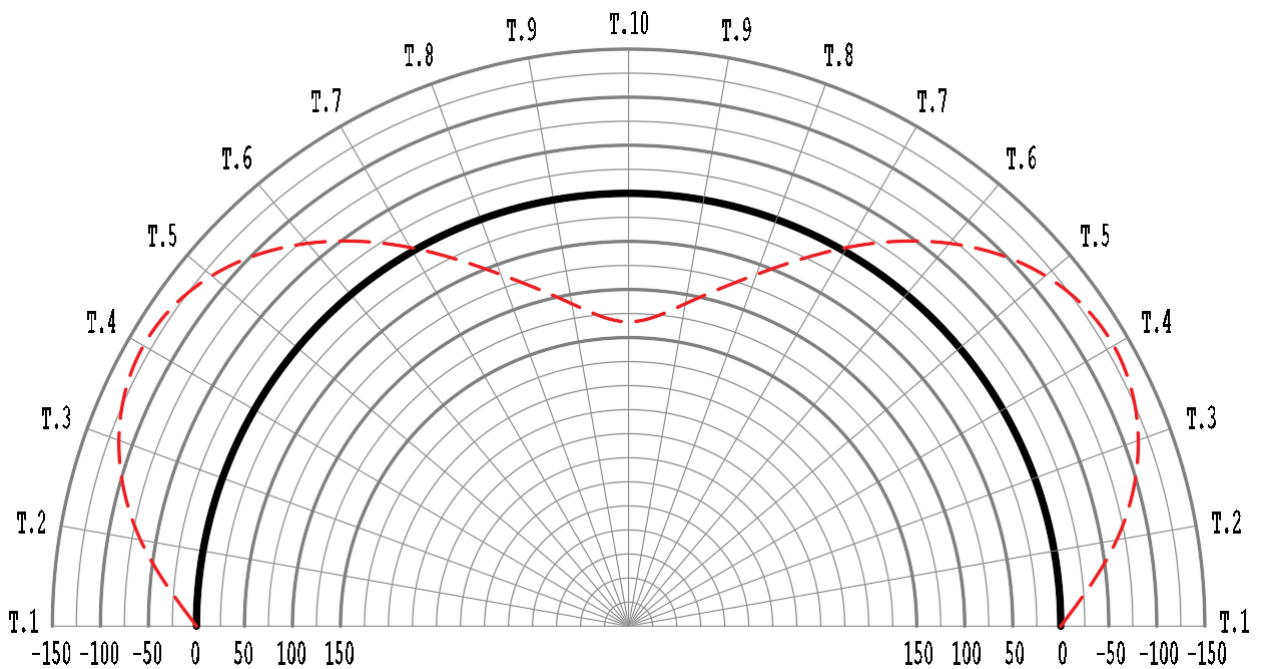


Рисунок 3.5 – Эпюра моментов M_β по методу В.З. Власова.

Полученные усилия для продольной силы N_β и моментов M_β сведены в таблицу 3.1.

Таблица 3.1 – Усилия, полученные с применением полубезмоментной теории
В.З. Власова.

№ точки	N_{β} , т	M_{β} , т·м
T.1	0,000	0,000
T.2	5,545	-7,487
T.3	10,876	-12,971
T.4	15,847	-15,068
T.5	20,349	-13,148
T.6	24,215	-7,826
T.7	27,436	-0,562
T.8	24,524	6,881
T.9	31,179	12,342
T.10	31,638	14,552
T.9	31,179	12,342
T.8	24,524	6,881
T.7	27,436	-0,562
T.6	24,215	-7,826
T.5	20,349	-13,148
T.4	15,847	-15,068
T.3	10,876	-12,971
T.2	5,545	-7,487
T.1	0,000	0,000

3.5.2 Расчет арочного грунтозасыпного сталефибробетонного моста методом сил в соответствии с СП 35.13330.2012 «Мосты и трубы»

Для выполнения расчетов составлена расчетная схема в соответствии с СП 35.13330.2012 «Мосты и трубы» включающая:

- арку пролетного строения;
- боковое давление от грунта засыпки;
- вертикальное давление от грунта засыпки;
- боковое давление от нагрузки Н14;
- вертикальное давление от нагрузки Н14;

Полученная расчетная схема представлена на рисунке 3.6.

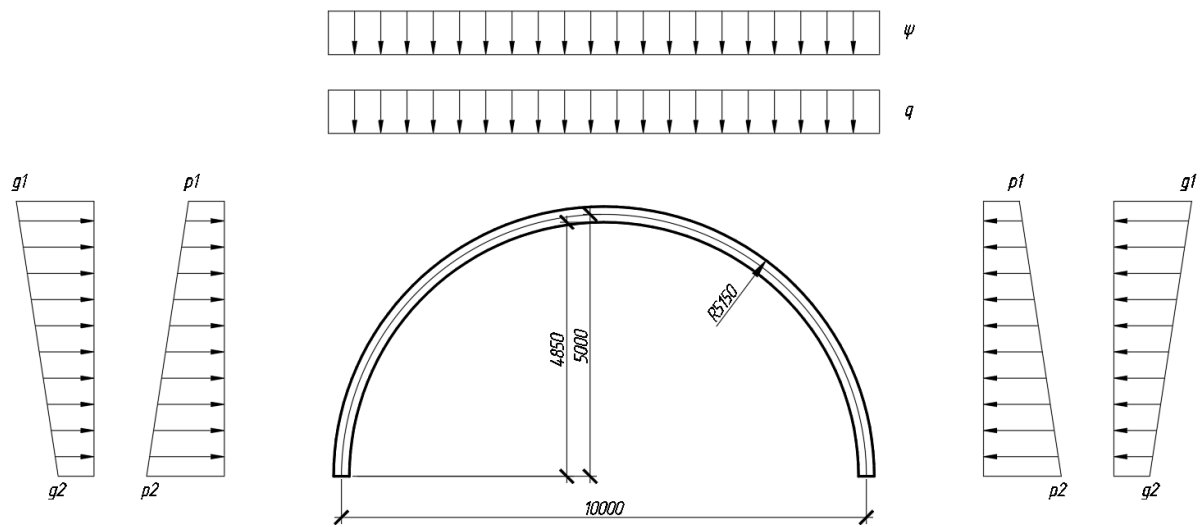


Рисунок 3.6 – Расчетная схема в соответствии с СП 35.13330.2012 «Мосты и трубы»

$g1, g2$ – боковое давление от нагрузки Н14; $p1, p2$ – боковое давление от грунта засыпки; q – вертикальное давление от грунта засыпки;

ψ – вертикальное давление от нагрузки Н14

Определение усилий в сталефибробетонной арочной конструкции произведено с помощью программного комплекса «ЛИРА» версии 10.12.

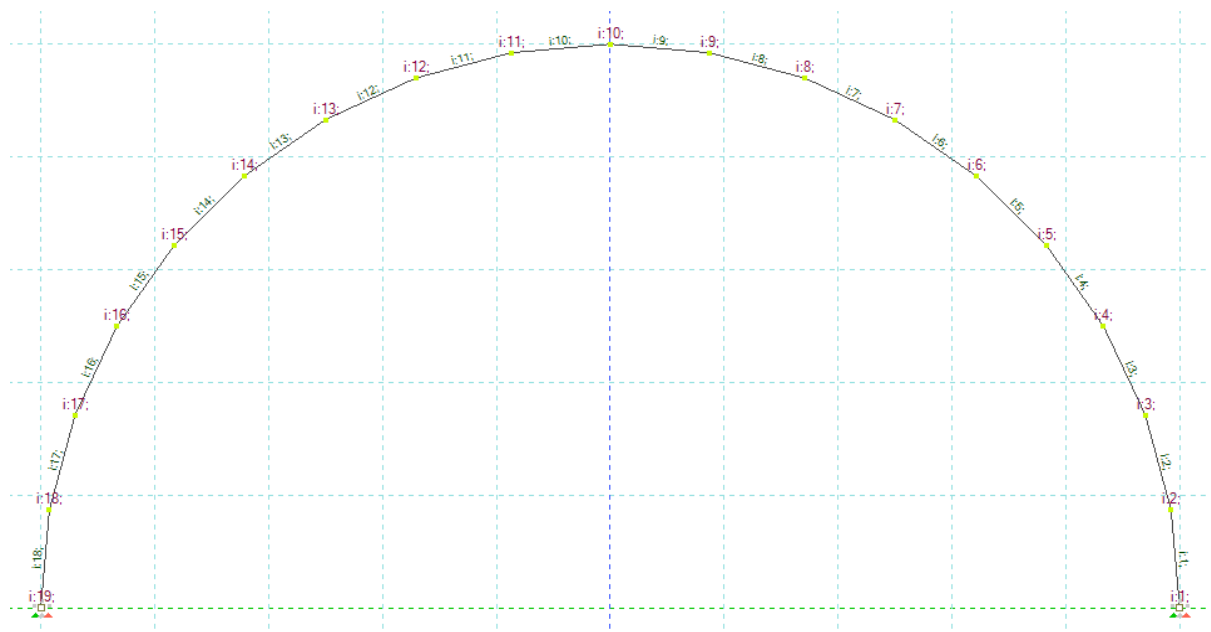


Рисунок 3.7 – Расчётная схема в ПК «ЛИРА» версии 10.12

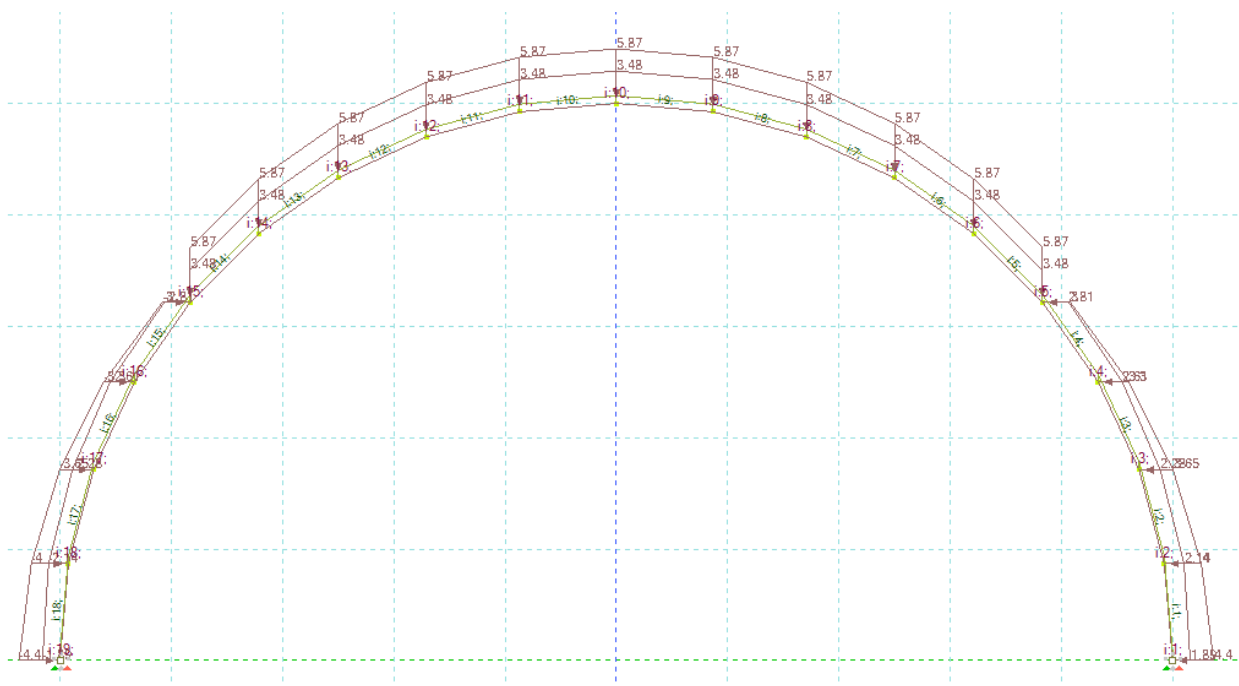


Рисунок 3.8 – Нагрузки на расчётную схему в ПК «ЛИРА» версии 10.12

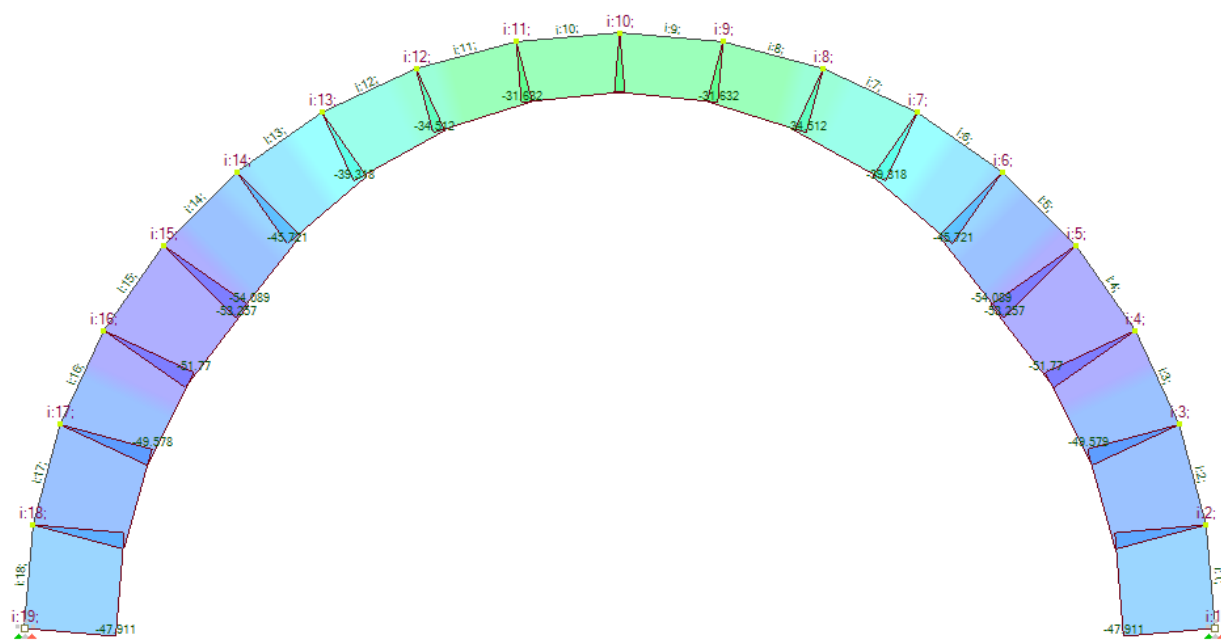


Рисунок 3.9 – Эпюра продольной силы (N, t)

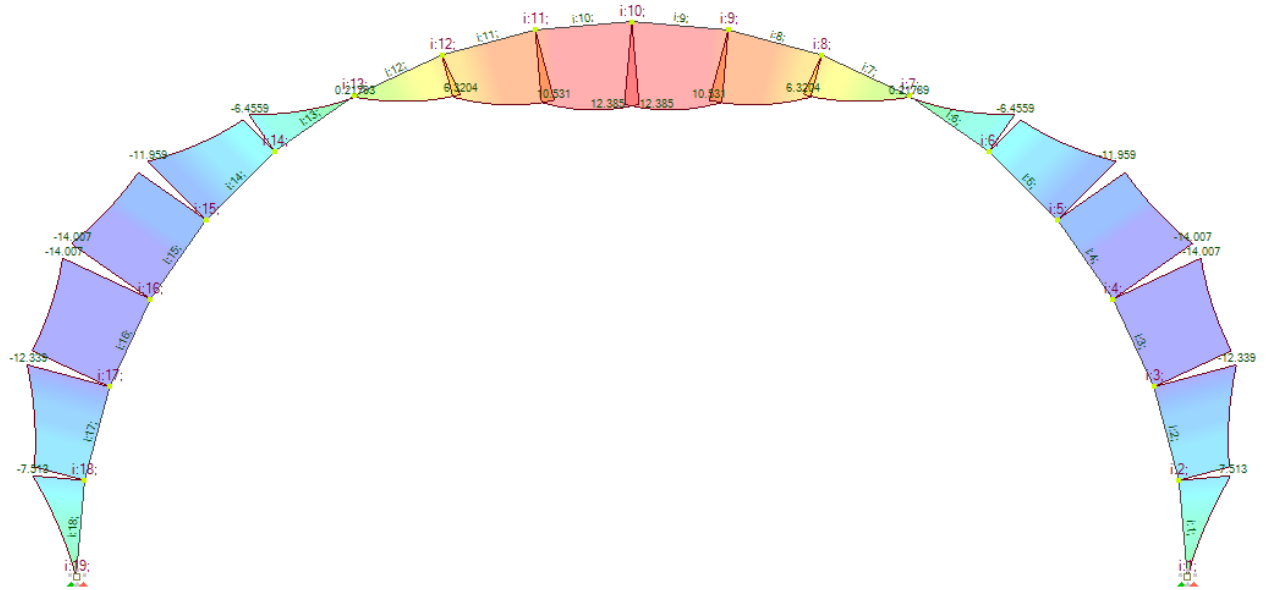


Рисунок 3.10 – Эпюра моментов (M , т · м)

Полученные усилия для продольной силы N и моментов M сведены в таблицу 3.2.

Таблица 3.2 – Усилия, полученные по методу сил в соответствии с СП
35.13330.2012 «Мосты и трубы»

Номер	N , т	M , т·м
1	-47.911	0,000
2	-48.912	-7.513
3	-50.242	-12.339
4	-51.748	-14.007
5	-53.257	-11.959
6	-45.721	-6.456
7	-39.318	0.218
8	-34.512	6.320
9	-31.632	10.531
10	-30.859	12.385
11	-31.632	10.531
12	-34.512	6.320
13	-39.318	0.218
14	-45.721	-6.456
15	-53.257	-11.959

Номер	N , т	M , т·м
16	-51.748	-14.007
17	-50.242	-12.339
18	-48.912	-7.513
19	-47.911	0,000

3.5.3 Сопоставление результатов расчетов.

Полученные усилия для продольной силы N и моментов M сведены в таблицу 3.3.

Таблица 3.3 – Сравнение максимальных усилий полученных по методу сил в соответствии с СП 35.13330.2012 и методу В.З. Власова.

№ точки	Расчет с применением полубезмоментной теории В.З.Власова		Расчет методом сил в соответствии с СП 35.13330.2012		Отклонение N_{β} , %	Отклонение N_{β} , %
	N_{β} , т	M_{β} , т·м	N , т	M , т·м		
T.1	0,000	0,000	-47,911	0,000	-	0,0
T.2	5,545	-7,487	-48,912	-7,513	782,1	0,3
T.3	10,876	-12,971	-50,242	-12,339	361,9	4,9
T.4	15,847	-15,068	-51,748	-14,007	226,5	7,0
T.5	20,349	-13,148	-53,257	-11,959	161,7	9,0
T.6	24,215	-7,826	-45,721	-6,456	88,8	17,5
T.7	27,436	-0,562	-39,318	0,218	43,3	13,8
T.8	24,524	6,881	-34,512	6,320	40,7	8,2
T.9	31,179	12,342	-31,632	10,531	1,4	14,7
T.10	31,638	14,552	-30,859	12,385	2,5	14,9
T.9	31,179	12,342	-31,632	10,531	1,4	14,7
T.8	24,524	6,881	-34,512	6,320	40,7	8,2
T.7	27,436	-0,562	-39,318	0,218	43,3	13,8
T.6	24,215	-7,826	-45,721	-6,456	88,8	17,5
T.5	20,349	-13,148	-53,257	-11,959	161,7	9,0
T.4	15,847	-15,068	-51,748	-14,007	226,5	7,0
T.3	10,876	-12,971	-50,242	-12,339	361,9	4,9
T.2	5,545	-7,487	-48,912	-7,513	782,1	0,3
T.1	0,000	0,000	-47,911	0,000	-	0,0

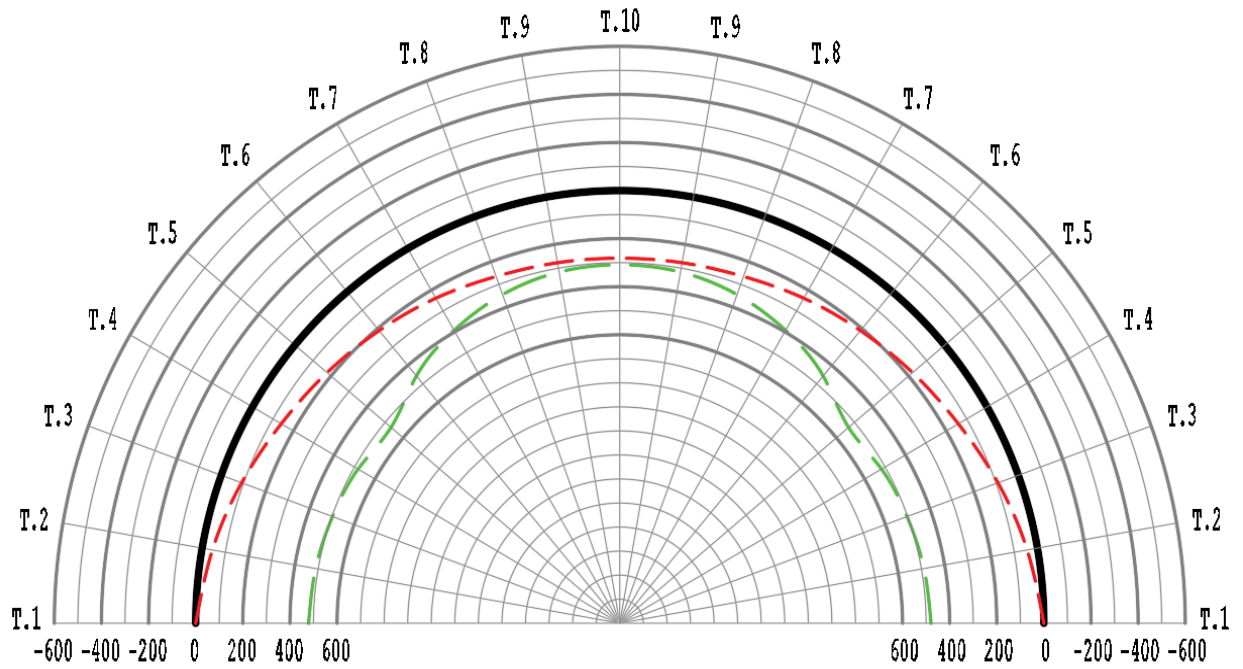


Рисунок 3.11 – Сравнение эпюр моментов полученных по методу сил в соответствии с СП 35.13330.2012 и методу В.З. Власова (M , т · м)

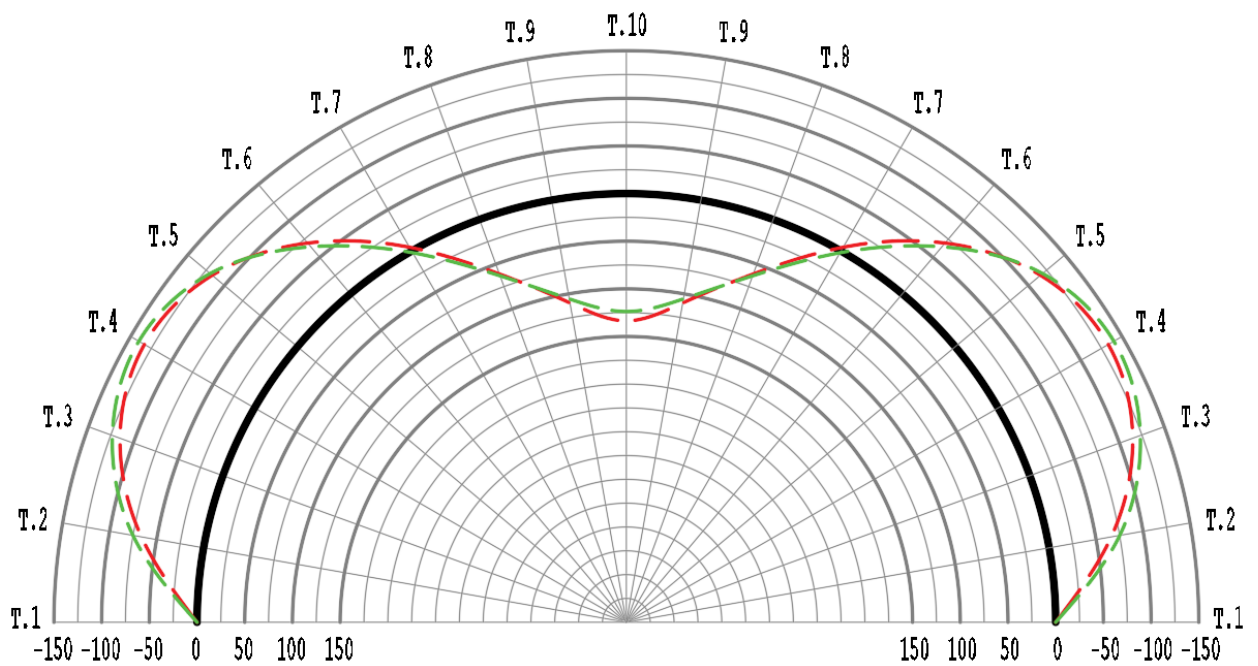


Рисунок 3.12 – Сравнение эпюр продольной силы полученных по методу сил в соответствии с СП 35.13330.2012 и методу В.З. Власова (N , т)

В таблице 3.3 представлены усилия, полученные двумя способами. По результатам расчетов можно сделать вывод, что методы дают достаточно

близкие значения моментов и максимального значения продольного усилия. Однако при применении теорий оболочек В.З. Власова значения поперечной силы значительно отличаются от других методов. Для получения достоверных усилий следует произвести различные эксперименты, по которым можно будет сделать выводы, как из методов расчета наиболее приближен к реальности.

В результате можно сказать, что применение полубезмоментной теории оболочек В.З. Власова даёт возможность получить значения максимальных усилий достаточно быстро и точно с помощью простых формул.

Выводы по главе 3

1. Используя аппарат теории полубезмоментных оболочек В.З. Власова можно получить довольно простые уравнения для получения усилий в сталефибробетонных арочных конструкциях грунтозасыпных мостов. Простота полученных уравнений позволяет легко рассчитывать усилия в конструкциях и при дальнейшей разработке позволит внедрить данный аппарат в практику проектирования в короткие сроки. С помощью аппарата теории полубезмоментных оболочек В.З. Власова можно создать банк готовых методик расчета для разного типа конструкций (замкнутых и незамкнутых круговых и эллиптических), что позволит создать простые и понятные в использовании программные комплексы.

2. Применение теории полубезмоментных оболочек В.З. Власова позволяет рассчитывать сталефибробетонные арочные конструкции грунтозасыпных мостов, находящиеся при симметричном и несимметричном нагружении, что позволит учитывать реальные условия, возникающие при строительстве и эксплуатации.

3. Применение теории полубезмоментных оболочек В.З. Власова позволяет учитывать продольную силу, действующую вдоль оболочки, а

также учитывать распределение продольной силы, действующей в поперечном направлении оболочки по длине сооружения. Данные компоненты напряженно – деформированного состояния сталефибробетонных арочных конструкций грунтозасыпных мостов и водопропускных труб ранее учитывались только при применении пространственных моделей в конечно-элементных программных комплексах. Использование пространственных моделей является весьма сложной задачей, так как требуют высочайшей квалификации инженера и незаурядной способности обрабатывать огромные массивы данных, полученных в результате расчета. Поиск ошибок в таких расчетных схемах является сложнейшей задачей, а без опыта проектирования и анализа более грубых, но более простых моделей совсем невозможен.

4. Расчетные схемы с применением теории полубезмоментных оболочек В.З. Власова в сравнении с применением пространственных конечноэлементных моделей требует ввода около 10 исходных данных и применения 3 формул.

5. При расчете компонентов напряженно – деформированного состояния сталефибробетонных арочных конструкций грунтозасыпных мостов в направлении вдоль оболочки обнаружено, что обе продольные силы имеют неоднородное распределение по длине конструкции. Наибольшие значения продольных сил, действующих вдоль и поперек конструкции, зафиксированы в центральной части оболочки, где наименьшая толщина грунта обратной засыпки. В целом данное наблюдение, полученное в результате расчетов и анализа экспериментальных данных, свидетельствует о сложности распределения напряжений в грунте засыпки и требует дальнейшего изучения.

4. ПРИМЕНЕНИЕ ЗАДАЧИ БУССИНЕСКА ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ДАВЛЕНИЯ НА ПОВЕРХНОСТЬ ГРУНТОЗАСЫПНЫХ МОСТОВ

4.1 Постановка задачи

Широкое внедрение грунтозасыпных мостов сдерживается рядом причин, среди которых ключевой является отсутствие простой и физически обоснованной методики учёта временных нагрузок. В настоящее время подобные сооружения проектируются с использованием конечно-элементных моделей в специализированных программных комплексах. Однако полученные данные сложно верифицировать, а усилия в элементах конструкций нередко оказываются завышенными [70]. Построение и интерпретация таких моделей требуют высокой квалификации, а прогнозирование поведения грунтовой засыпки затруднено из-за нестабильности свойств грунта во времени. Предыдущие исследования [71] показали, что классическое решение Буссинеска [72] для расчёта давления от нагрузки даёт значительные расхождения с экспериментальными данными при статических испытаниях, особенно по величине прогибов.

Для повышения точности расчётов и сходимости с данными натурных испытаний предлагается модифицировать законы распределения давления путём введения трёх дополнительных положений:

- учёт распределения давления от статической нагрузки по ширине свода несущего элемента (с учётом выводов главы 3);
- учёт горизонтальной составляющей этого давления;
- учёт отпора грунтового массива через коэффициент постели.

Верификация предложенной методики выполнена путём сопоставления расчётных перемещений характерных сечений несущего грунтозасыпного элемента моста с экспериментальными данными, полученными при

статических испытаниях автодорожного моста на 156-м км трассы А-114 «Вологда – Новая Ладога» [70].

4.2 Исходные данные

Физико – механические свойства грунтового массива приняты по рабочей документации и по исполнительной документации на строительство моста (таблица 4.1).

Таблица 4.1 – Физико-механические свойства грунтового массива

Модуль деформации E , МПа	Коэффициент Пуассона ν	Коэффициент сцепления c , МПа	Угол внутреннего трения φ , градусы	Предельное напряжение при растяжении

Для получения перемещений узлов арки в характерных сечениях, предлагается использовать ПК «ЛИРА – САПР».

В качестве исходных данных использованы сосредоточенные нагрузки от колес трехосного автомобиля N_i , координаты точек сил x приложения нагрузок, радиус свода грунтозасыпного моста R , ширина свода по грунту B .

Вертикальное давление от грунта засыпки и собственный вес конструкции не учитываются, так как при натурных испытаниях измерялись именно относительные перемещения сечений от статической испытательной нагрузки.

4.3 Задание расчетной схемы

В качестве расчётной схемы принята двухшарнирная статически неопределимая арка кругового очертания (один раз неопределима) со следующими геометрическими параметрами:

- радиус по нейтральной оси – 6 м;

- ширина свода по краю засыпки – 14 м;
- полная ширина свода – 16 м.

При формировании геометрической модели в ПК «Ли́ра» криволинейные участки арки между узлами, заданными аналитически (рис. 4.1) и расположенными на осевой линии, заменены прямолинейными стержневыми элементами в соответствии с особенностями построения плоских расчётных схем в данном программном комплексе.

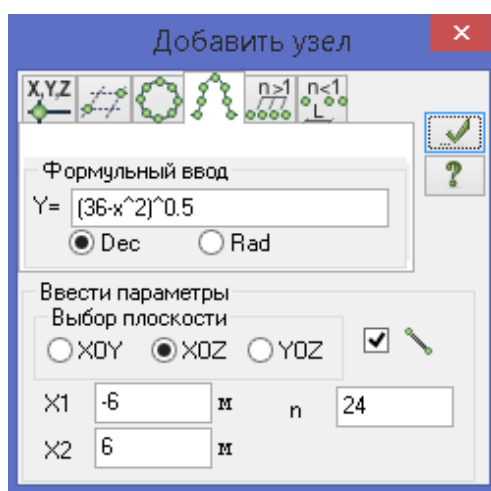


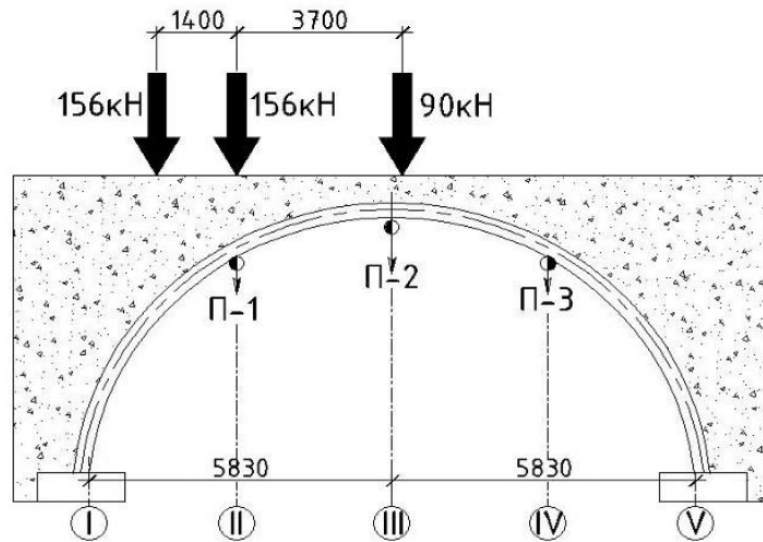
Рисунок 4.1 – Процесс ввода данных в ПК «Ли́ра»

Шаг расположения узлов с номерами $i=1, 3 - 49$ по оси x в геометрической схеме – 0,5 м. Затем каждый из 24 полученных круговых сегментов был поделен биссектрисой пополам, а точки пересечения биссектрисы и нейтральной оси моделировались узлами с номерами $i=2, 4 - 48$. Количество узлов – 49 шт. Количество стержней – 48 шт.

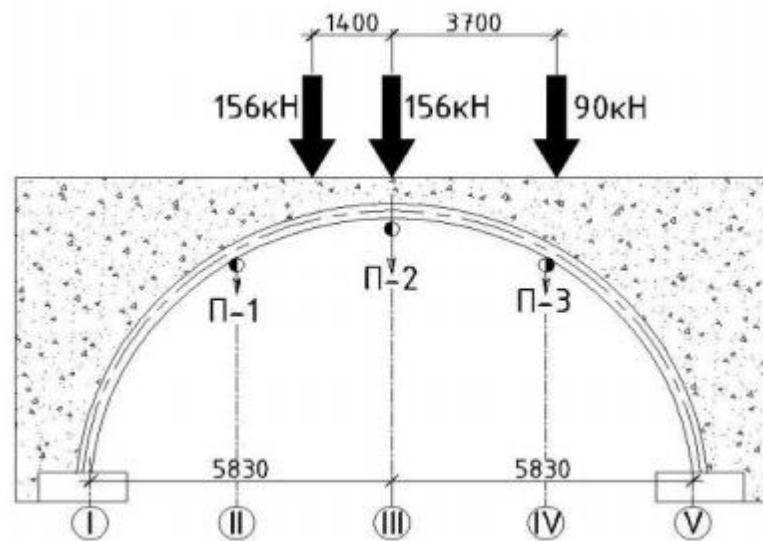
Нагрузку от трехосного автомобиля VOLVO FM 400 общей массой 41т с нагрузкой на заднюю тележку 312 кН и переднюю ось 90 кН примем как шесть сосредоточенных сил (от каждого колеса в трёх осях) $N_{1,2} = 78$ кН; $N_{3,4} = 78$ кН; $N_{5,6} = 45$ кН и расположим симметрично относительно оси проезжей части с координатами $y = \pm 1,05$ м, а относительно замка арки – согласно схемам загрузки. Схемы загрузки на рисунке 4.2 соответствуют

схемам загрузки при измерении прогибов в сечениях $n=II, III, IV$ [70].

а)



б)



в)

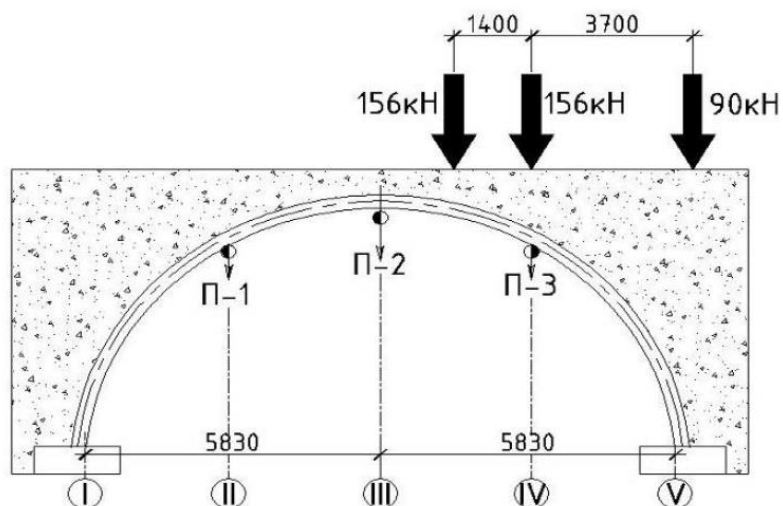


Рисунок 4.2 – Схемы загрузки моста испытательной нагрузкой при измерении прогибов в сечении а) $n=II$; б) $n=III$; в) $n=IV$ [70]

4.4 Сбор нагрузок

4.4.1 Вертикальное давление на криволинейную поверхность

Закон распределения и передачи вертикального давления в грунтовом массиве по длине пролета арки в общем виде примем в виде задачи Буссинеска [72]:

$$p_{jnz} = \frac{3 \cdot N_j \cdot z^3}{2 \cdot \pi \cdot (z^2 + x^2 + y^2)^{2,5}}, \quad (4.1)$$

где p_{jnz} – величина переданного вертикального давления от силы N_j в точке полупространства в сечении n , кН/м² ($n=II, III, IV$);

N_j – величина сосредоточенной нагрузки от колеса, кН ($j=1, 2, 3, 4, 5, 6$);

z – глубина залегания точки, в которой определяется давление;

x – координата горизонтальной проекции точки, в которой определяется давление, относительно замка арки.

Законы изменения вертикального давления $p_{nz}(x, y)$ имеют следующий вид, представленный на рисунках 4.3, 4.4, 4.5.

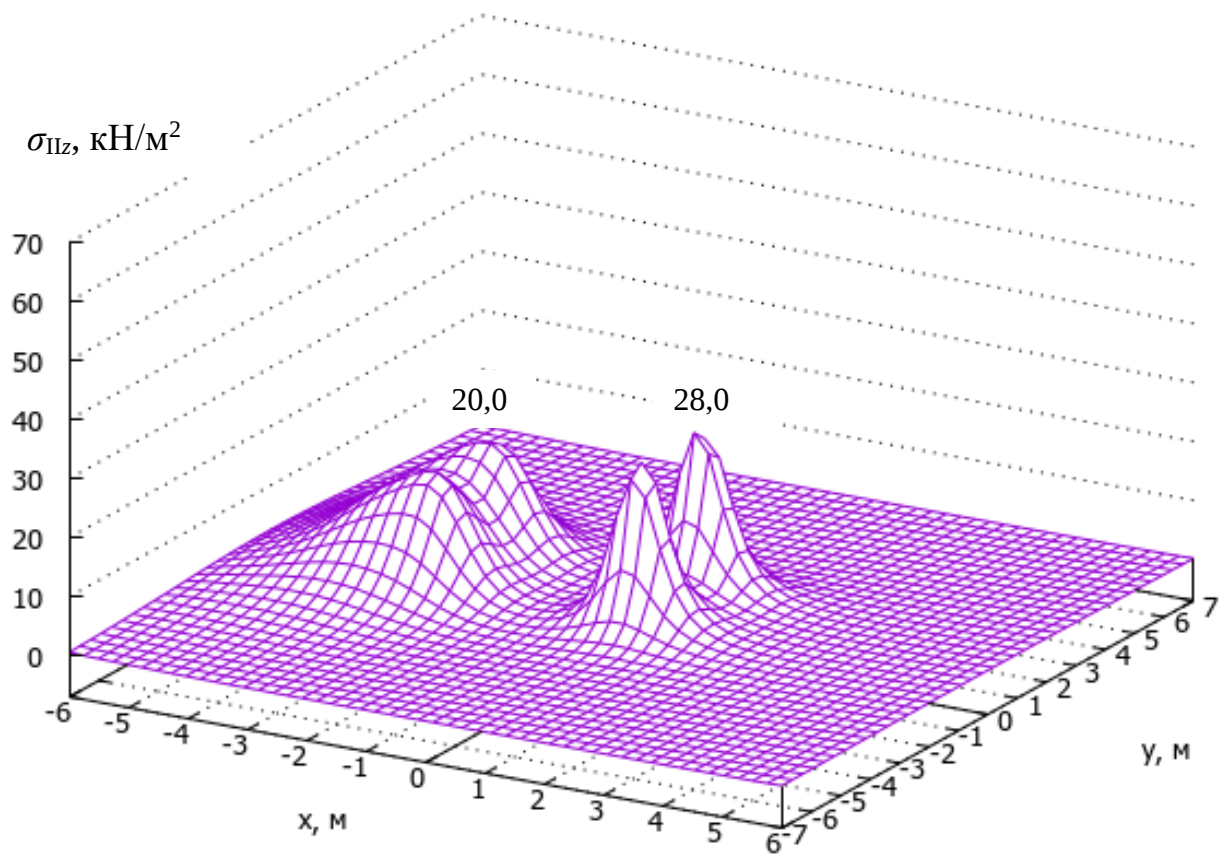


Рисунок 4.3 – Распределение напряжений p_{IIz} по поверхности арки.

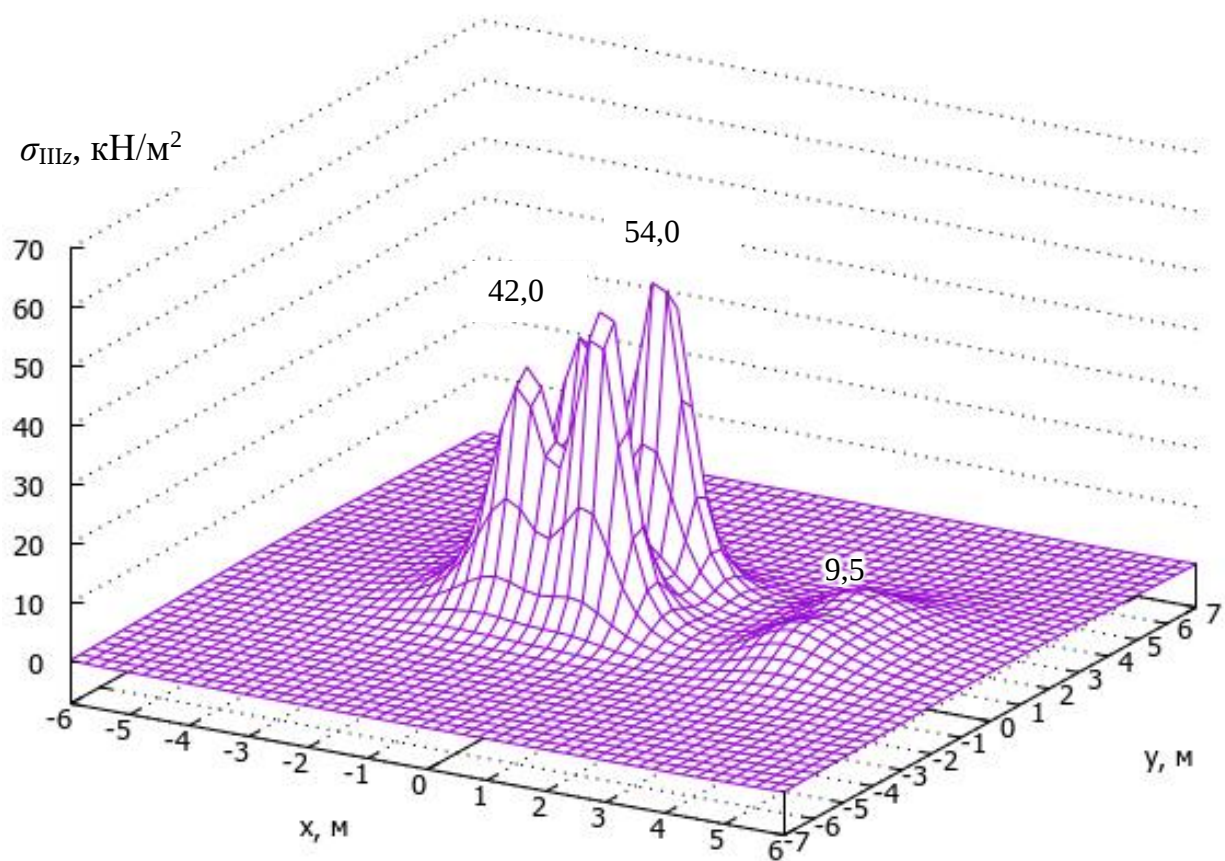


Рисунок 4.4 – Распределение напряжений p_{IIIz} по поверхности арки.

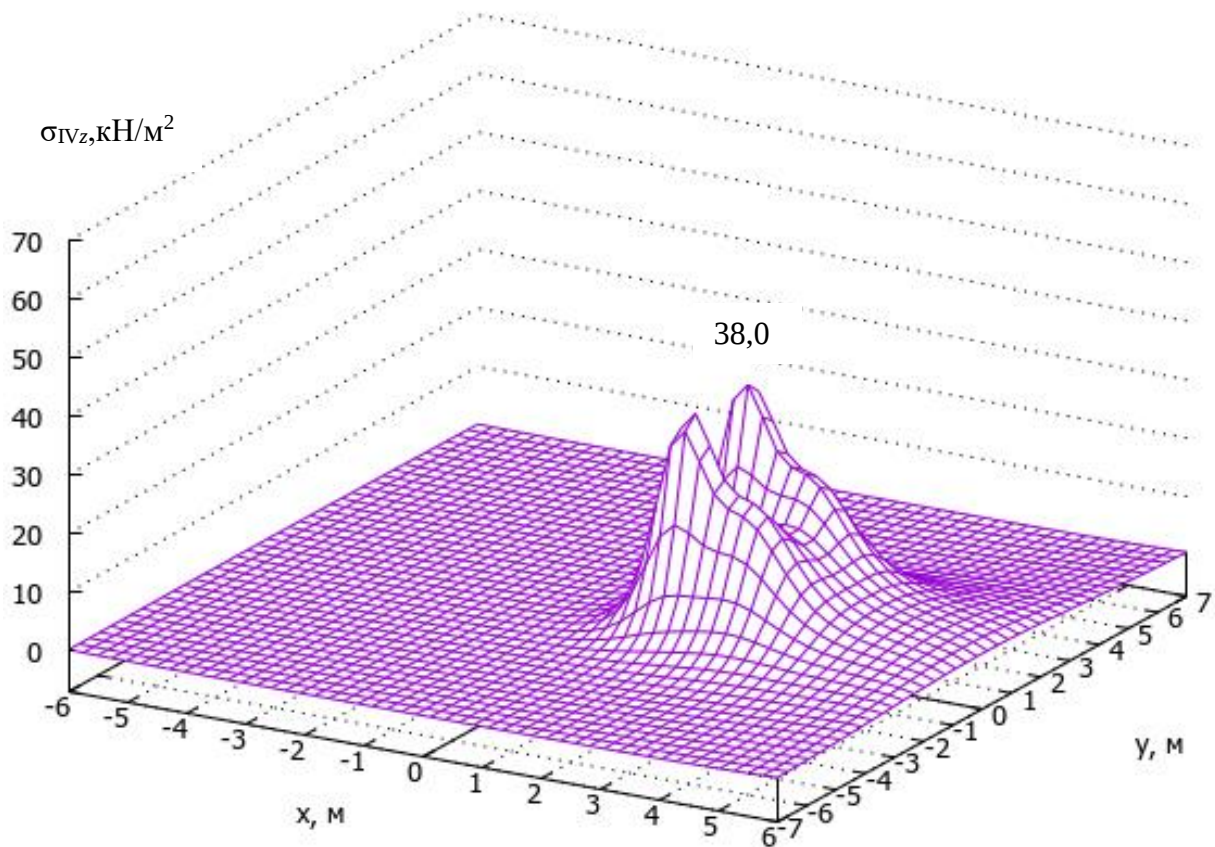


Рисунок 4.5 – Распределение напряжений p_{IVz} по поверхности арки.

Законы изменения вертикальной распределённой силы $P_{j \text{ II } z}$, $P_{j \text{ III } z}$, $P_{j \text{ IV } z}$ (кН/м), позволяющие определить нагрузку в любой точке, расположенной на оси арки, от каждой из сосредоточенных сил N_j имеют вид

$$P_{1,2 \text{ II } z}(x) = \int_{-7}^7 117 \cdot \frac{\left((36 - x^2)^{0.5} - 6.67\right)^3}{\pi \cdot (((36 - x^2)^{0.5} - 6.67)^2 + (x + 4.4)^2 + (y \pm 1.05)^2)^{2.5}} dy \quad (4.2)$$

$$P_{3,4 \text{ II } z}(x) = \int_{-7}^7 117 \cdot \frac{\left((36 - x^2)^{0.5} - 6.67\right)^3}{\pi \cdot (((36 - x^2)^{0.5} - 6.67)^2 + (x + 3)^2 + (y \pm 1.05)^2)^{2.5}} dy \quad (4.3)$$

$$P_{5,6 \text{ II } z}(x) = \int_{-7}^7 67,5 \cdot \frac{\left((36 - x^2)^{0.5} - 6.67\right)^3}{\pi \cdot (((36 - x^2)^{0.5} - 6.67)^2 + (x - 0.7)^2 + (y \pm 1.05)^2)^{2.5}} dy \quad (4.4)$$

$$P_{1,2 \text{ III } z}(x) = \int_{-7}^7 117 \cdot \frac{\left((36 - x^2)^{0.5} - 6.67\right)^3}{\pi \cdot (((36 - x^2)^{0.5} - 6.67)^2 + (x + 1.4)^2 + (y \pm 1.05)^2)^{2.5}} dy \quad (4.5)$$

$$P_{3,4 \text{ III } z}(x) = \int_{-7}^7 117 \cdot \frac{\left((36 - x^2)^{0.5} - 6.67\right)^3}{\pi \cdot (((36 - x^2)^{0.5} - 6.67)^2 + x^2 + (y \pm 1.05)^2)^{2.5}} dy \quad (4.6)$$

$$P_{5,6 \text{ III } z}(x) = \int_{-7}^7 67,5 \cdot \frac{\left((36 - x^2)^{0.5} - 6.67\right)^3}{\pi \cdot (((36 - x^2)^{0.5} - 6.67)^2 + (x - 3.7)^2 + (y \pm 1.05)^2)^{2.5}} dy \quad (4.7)$$

$$P_{1,2 \text{ IV } z}(x) = \int_{-7}^7 117 \cdot \frac{\left((36 - x^2)^{0.5} - 6.67\right)^3}{\pi \cdot (((36 - x^2)^{0.5} - 6.67)^2 + (x - 1.6)^2 + (y \pm 1.05)^2)^{2.5}} dy \quad (4.8)$$

$$P_{3,4 \text{ IV } z}(x) = \int_{-7}^7 117 \cdot \frac{\left((36 - x^2)^{0.5} - 6.67\right)^3}{\pi \cdot (((36 - x^2)^{0.5} - 6.67)^2 + (x - 3)^2 + (y \pm 1.05)^2)^{2.5}} dy \quad (4.9)$$

$$P_{5,6 \text{ IV } z}(x) = \int_{-7}^7 67,5 \cdot \frac{\left((36 - x^2)^{0.5} - 6.67\right)^3}{\pi \cdot (((36 - x^2)^{0.5} - 6.67)^2 + (x - 6.7)^2 + (y \pm 1.05)^2)^{2.5}} dy \quad (4.10)$$

Разработанные законы распределения давления базируются на минимальной толщине грунтовой засыпки над сводом по оси дороги, равной 0,67 м [73 – 78]. Область определения зависимостей (4.2) – (4.10) по координате x ограничена интервалами, установленными из условия передачи давления от сосредоточенной силы. Границы указанных интервалов определены точками касания с поверхностью арки радиус-векторов, проведённых из точек приложения нагрузок N_j (рис. 4.6–4.8).

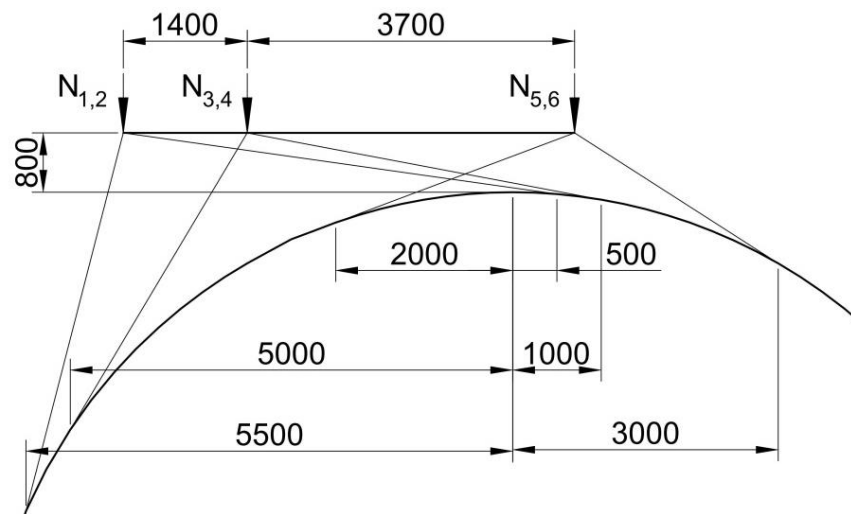


Рисунок 4.6 – Схема распределения усилий. Сечение №II.

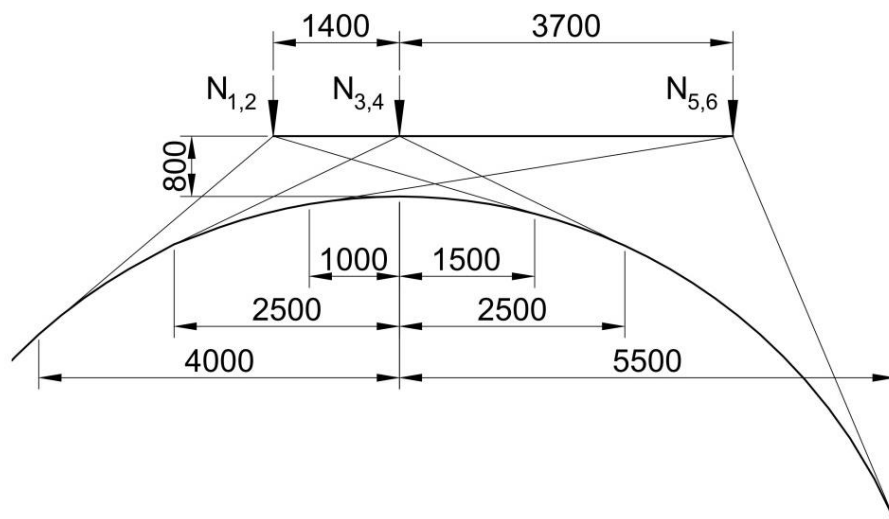


Рисунок 4.7 – Схема распределения усилий. Сечение №III.

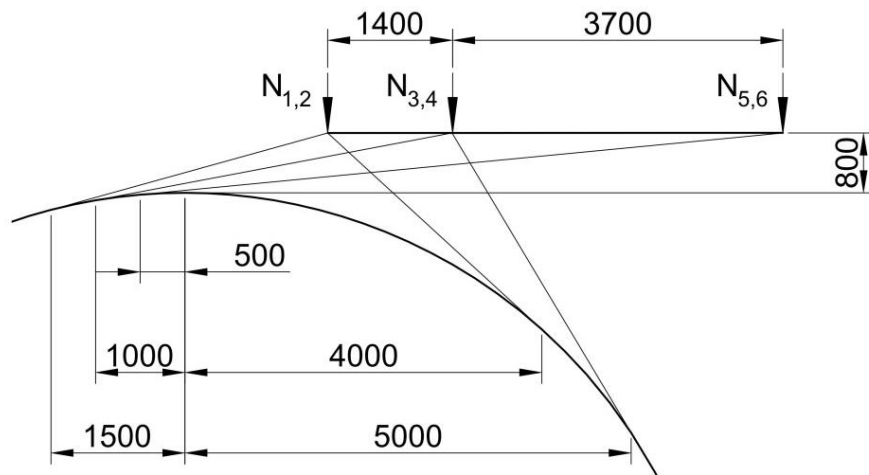


Рисунок 4.8 – Схема распределения усилий. Сечение №IV.

Суммарные ординаты давления P_{nz} по всему пролету арки для каждого из сечений n найдем по принципу суперпозиции

$$P_{nz} = \sum_{j=1}^{j=6} P_{jnz} \quad (4.11)$$

Законы изменения нагрузки $P_{nz}(x)$ имеют следующий вид, представленный на рисунках 4.8, 4.9, 4.10.

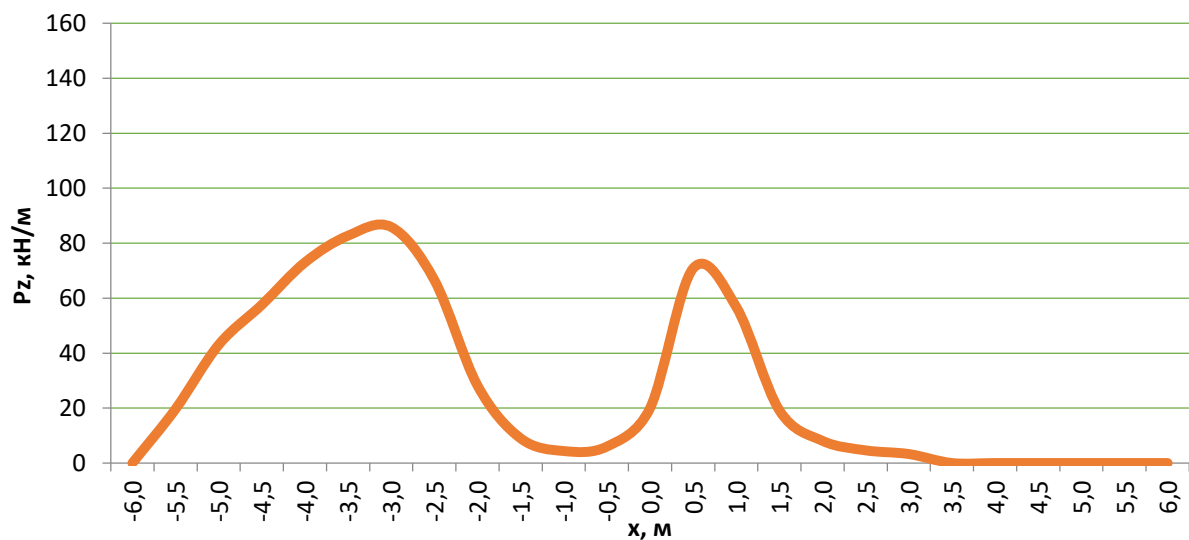


Рисунок 4.9 – Значения распределенной нагрузки P_{nz} вдоль продольной оси арки

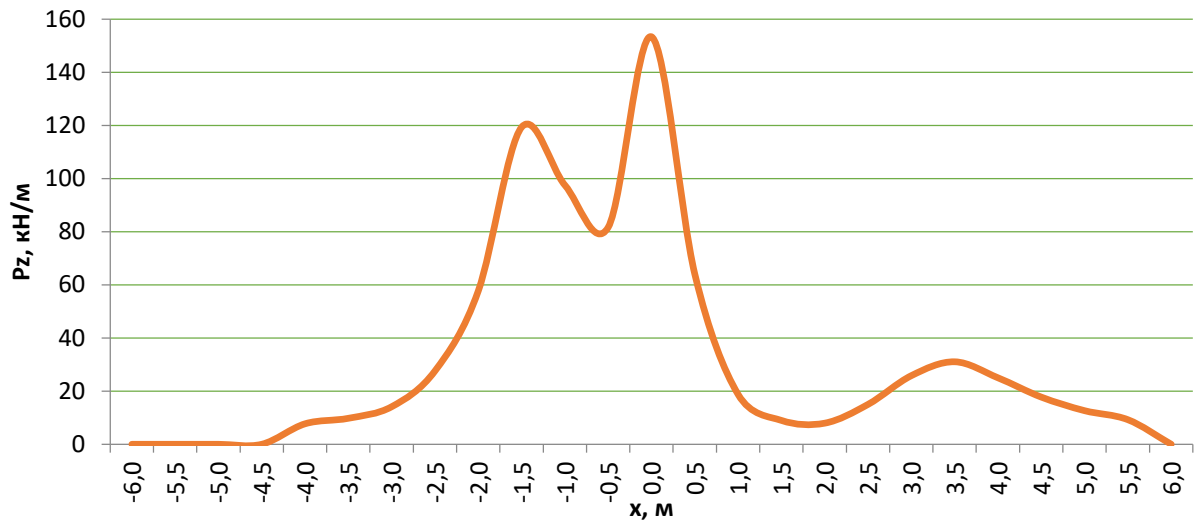


Рисунок 4.10 – Значения распределенной нагрузки P_{IIIz} вдоль продольной оси арки

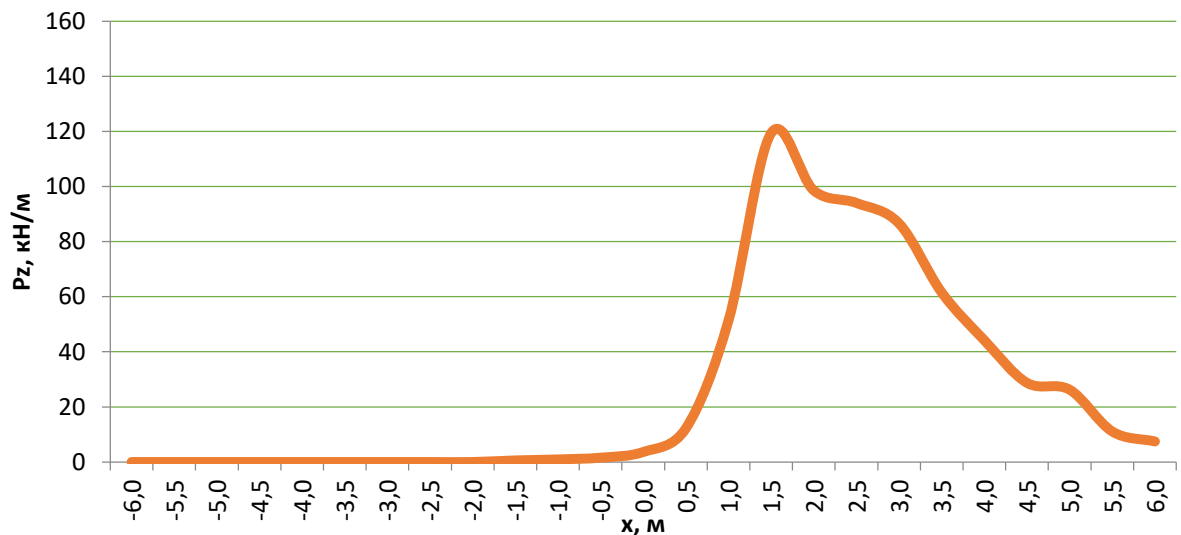


Рисунок 4.11 – Значения распределенной нагрузки P_{IVz} вдоль продольной оси арки

4.4.2 Горизонтальное давление на криволинейную поверхность

Закон распределения и передачи горизонтального давления в грунтовом массиве по длине пролета арки в общем виде примем в виде задачи Буссинеска [74]:

$$p_{jnx} = \frac{3 \cdot N_j \cdot z^2 \cdot x}{2 \cdot \pi \cdot (z^2 + x^2 + y^2)^{2,5}} \quad (4.12)$$

где p_{jnx} – величина переданного горизонтального давления от силы N_j в точке полупространства в сечении n , кН/м² ($n=II, III, IV$);
 N_j – величина сосредоточенной нагрузки от колеса, кН ($j=1, 2, 3, 4, 5, 6$);
 z – глубина залегания точки, в которой определяется давление;
 x – координата горизонтальной проекции точки, в которой определяется давление, относительно замка арки.

Законы изменения горизонтального давления P_{jnx} от каждой из сосредоточенных сил по длине пролета имеют вид

$$P_{1,2 II x}(x) = \int_{-7}^7 117 \cdot \frac{\left((36 - x^2)^{0.5} - 6.67\right)^2 \cdot (x+4.4)}{\pi \cdot (((36 - x^2)^{0.5} - 6.67)^2 + (x+4.4)^2 + (y \pm 1.05)^2)^{2.5}} dy \quad (4.13)$$

$$P_{3,4 II x}(x) = \int_{-7}^7 117 \cdot \frac{\left((36 - x^2)^{0.5} - 6.67\right)^2 \cdot (x+3.0)}{\pi \cdot (((36 - x^2)^{0.5} - 6.67)^2 + (x+3.0)^2 + (y \pm 1.05)^2)^{2.5}} dy \quad (4.14)$$

$$P_{5,6 II x}(x) = \int_{-7}^7 67.5 \cdot \frac{\left((36 - x^2)^{0.5} - 6.67\right)^3 \cdot (x-0.7)}{\pi \cdot (((36 - x^2)^{0.5} - 6.67)^2 + (x-0.7)^2 + (y \pm 1.05)^2)^{2.5}} dy \quad (4.15)$$

$$P_{1,2 III x}(x) = \int_{-7}^7 117 \cdot \frac{\left((36 - x^2)^{0.5} - 6.67\right)^2 \cdot (x+1.4)}{\pi \cdot (((36 - x^2)^{0.5} - 6.67)^2 + (x+1.4)^2 + (y \pm 1.05)^2)^{2.5}} dy \quad (4.16)$$

$$P_{3,4 III x}(x) = \int_{-7}^7 117 \cdot \frac{\left((36 - x^2)^{0.5} - 6.67\right)^2 \cdot x}{\pi \cdot (((36 - x^2)^{0.5} - 6.67)^2 + x^2 + (y \pm 1.05)^2)^{2.5}} dy \quad (4.17)$$

$$P_{5,6 III x}(x) = \int_{-7}^7 67.5 \cdot \frac{\left((36 - x^2)^{0.5} - 6.67\right)^3 \cdot (x-3.7)}{\pi \cdot (((36 - x^2)^{0.5} - 6.67)^2 + (x-3.7)^2 + (y \pm 1.05)^2)^{2.5}} dy \quad (4.18)$$

$$P_{1,2 IV x}(x) = \int_{-7}^7 117 \cdot \frac{\left((36 - x^2)^{0.5} - 6.67\right)^2 \cdot (x-1.6)}{\pi \cdot (((36 - x^2)^{0.5} - 6.67)^2 + (x-1.6)^2 + (y \pm 1.05)^2)^{2.5}} dy \quad (4.19)$$

$$P_{3,4 \text{ IV } x}(x) = \int_{-7}^7 117 \cdot \frac{\left((36 - x^2)^{0.5} - 6.67\right)^2 \cdot (x - 3.0)}{\pi \cdot (((36 - x^2)^{0.5} - 6.67)^2 + (x - 3.0)^2 + (y \pm 1.05)^2)^{2.5}} dy \quad (4.20)$$

$$P_{5,6 \text{ IV } x}(x) = \int_{-7}^7 67.5 \cdot \frac{\left((36 - x^2)^{0.5} - 6.67\right)^3 \cdot (x - 6.7)}{\pi \cdot (((36 - x^2)^{0.5} - 6.67)^2 + (x - 6.7)^2 + (y \pm 1.05)^2)^{2.5}} dy \quad (4.21)$$

Областью определения законов (4.13) – (4.21) по оси x являются интервалы, выбранные с учетом возможности передачи давления от сосредоточенной силы (см. рисунки 4.6, 4.7, 4.8).

Суммарные ординаты давления P_{nx} по всему пролету арки для каждого из сечений n найдем по принципу суперпозиции:

$$P_{nx} = \sum_j^{j=6} P_{jnx} \quad (4.22)$$

Стоит отметить, что стержням с номерами узлов 1-25 задаются только те нагрузки P_{nx} , которые имеют положительное направление относительно оси x , то есть с положительным знаком перед ординатами. Стержням с номерами узлов 25-49 задаются только те нагрузки P_{nx} , которые имеют отрицательное направление относительно оси x , то есть с отрицательным знаком перед ординатами.

Значения ординат распределенных нагрузок $P_{\text{II } z}$, $P_{\text{III } z}$, $P_{\text{IV } z}$, $P_{\text{II } x}$, $P_{\text{III } x}$, $P_{\text{IV } x}$ приведены в таблице 2.

Таблица 4.2 – Значения ординат распределенных нагрузок.

х, м	i	Р II z, кН/м	Р III z, кН/м	Р IV z, кН/м	Р II х, кН/м	Р III х, кН/м	Р IV х, кН/м
-6,0	1	-	-	-	-	-	-
-5,5	3	19,67	-	-	-5,06	-	-
-5,0	5	43,02	-	-	-14,25	-	-
-4,5	7	57,59	-	-	-13,13	-	-
-4,0	9	73,02	7,72	-	-6,36	-9,13	-
-3,5	11	82,75	9,79	-	4,42	-11,44	-
-3,0	13	85,90	14,15	-	17,64	-15,36	-
-2,5	15	66,60	27,63	-	35,30	-28,42	-
-2,0	17	28,21	57,78	-	27,81	-39,85	-
-1,5	19	8,98	119,41	0,58	11,85	-25,37	-2,10
-1,0	21	4,36	97,55	0,94	2,05	19,33	-3,51
-0,5	23	5,99	81,72	1,57	-5,59	-19,41	-5,22
0,0	25	19,95	153,44	3,64	-18,46	10,28	-9,42
0,5	27	70,85	64,02	12,23	-19,07	49,43	-21,01
1,0	29	56,79	18,75	51,42	23,34	24,89	-44,84
1,5	31	19,15	8,99	119,45	17,81	11,85	-25,64
2,0	33	8,07	7,95	98,59	10,35	1,54	3,66
2,5	35	4,61	15,03	94,06	6,83	-5,82	-0,30
3,0	37	3,27	25,85	86,60	5,10	-12,28	15,86
3,5	39	-	31,06	61,54	-	-3,46	22,97
4,0	41	-	25,03	44,18	-	3,42	19,16
4,5	43	-	17,77	28,74	-	5,26	5,65
5,0	45	-	12,65	26,25	-	4,90	4,00
5,5	47	-	9,25	11,08	-	3,90	-3,11
6,0	49	-	-	7,46	-	-	-0,78

4.4.3 Задание коэффициентов постели

Коэффициенты постели c_1 для каждого стержня посчитаны в соответствии с приложением В [73]. Коэффициент постели в ПК «Лира» действует по направлению местной оси стержня z . Расчетное значение коэффициента постели найдем по формуле:

$$c_z = c_1 / \sin \varepsilon , \quad (4.23)$$

Коэффициент постели задается только тем стержням, перемещение которых происходит «за» контур недеформированной схемы.

Значения коэффициентов постели для левой половины арки приведены в таблице 4.3. Значения коэффициентов постели для правой половины арки аналогичны приведенным.

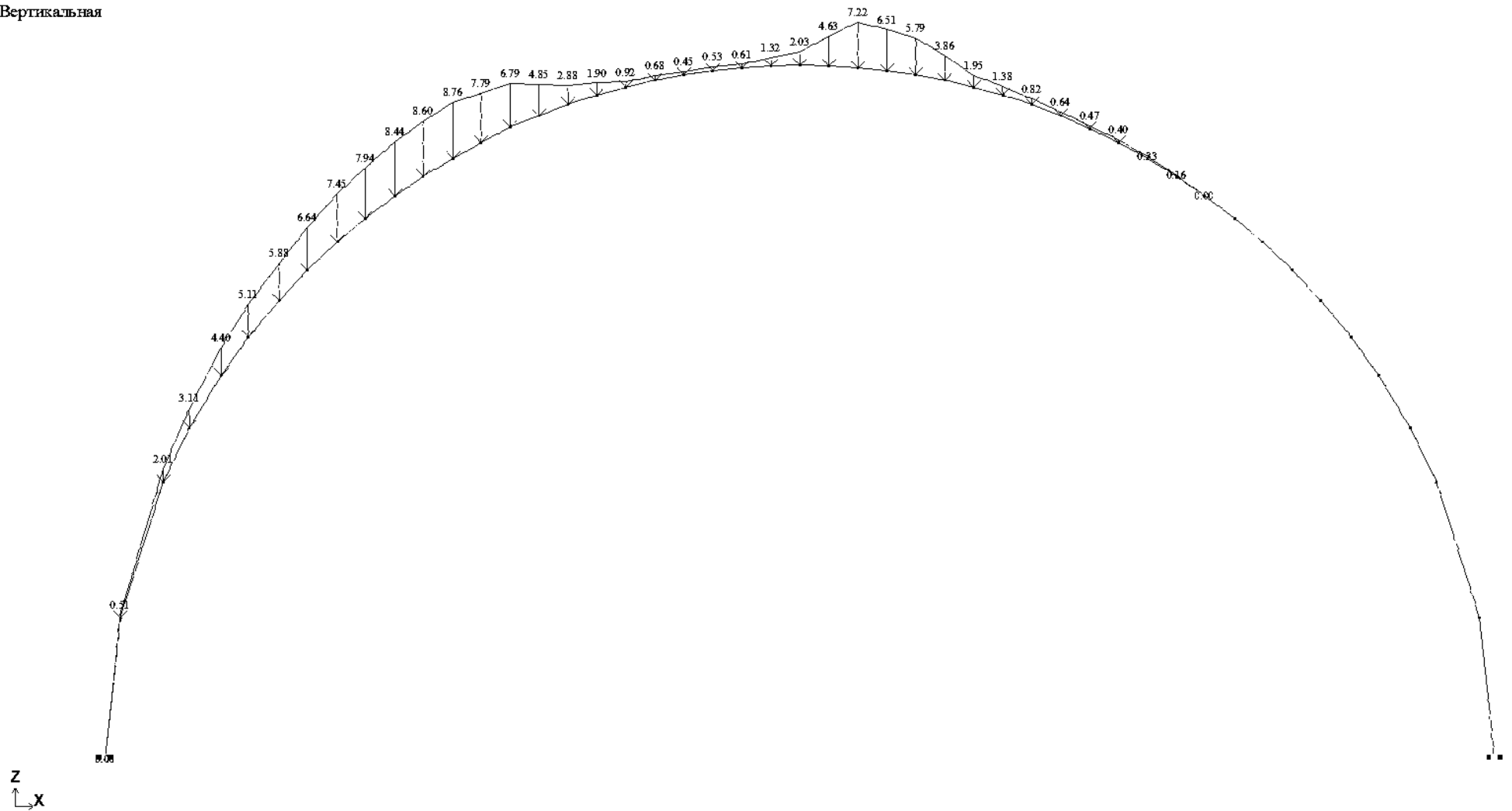
Таблица 4.3 – Расчет коэффициентов постели

i	Глубина расположения центра тяжести стержня, м	Коэффициент пропорциональности, кН/м ⁴	Коэффициент постели грунта c_1 , кН/м ³	α	Коэффициент постели грунта c_z , кН/м ³
24 25	0,67	6000	4020	0,017	230341
23 24	0,68		4080	0,070	58489
22 23	0,7		4200	0,105	40180
21 22	0,74		4440	0,139	31903
20 21	0,78		4680	0,191	24527
19 20	0,83		4980	0,225	22138
18 19	0,9		5400	0,276	19591
17 18	0,97		5820	0,309	18834
16 17	1,06		6360	0,358	17747
15 16	1,16		6960	0,342	20350
14 15	1,27		7620	0,485	15718
13 14	1,41		8460	0,485	17450
12 13	1,55		9300	0,515	18057
11 12	1,71		10260	0,559	18348
10 11	1,9		11400	0,602	18943
9 10	2,09		12540	0,643	19509
8 9	2,32		13920	0,695	20039
7 8	2,57		15420	0,731	21084
6 7	2,86		17160	0,777	22081
5 6	3,19		19140	0,805	23780
4 5	3,58		21480	0,865	24821
3 4	4,04		24240	0,904	26819
2 3	4,86		29160	0,951	30655
1 2	6,06		36360	0,992	36658

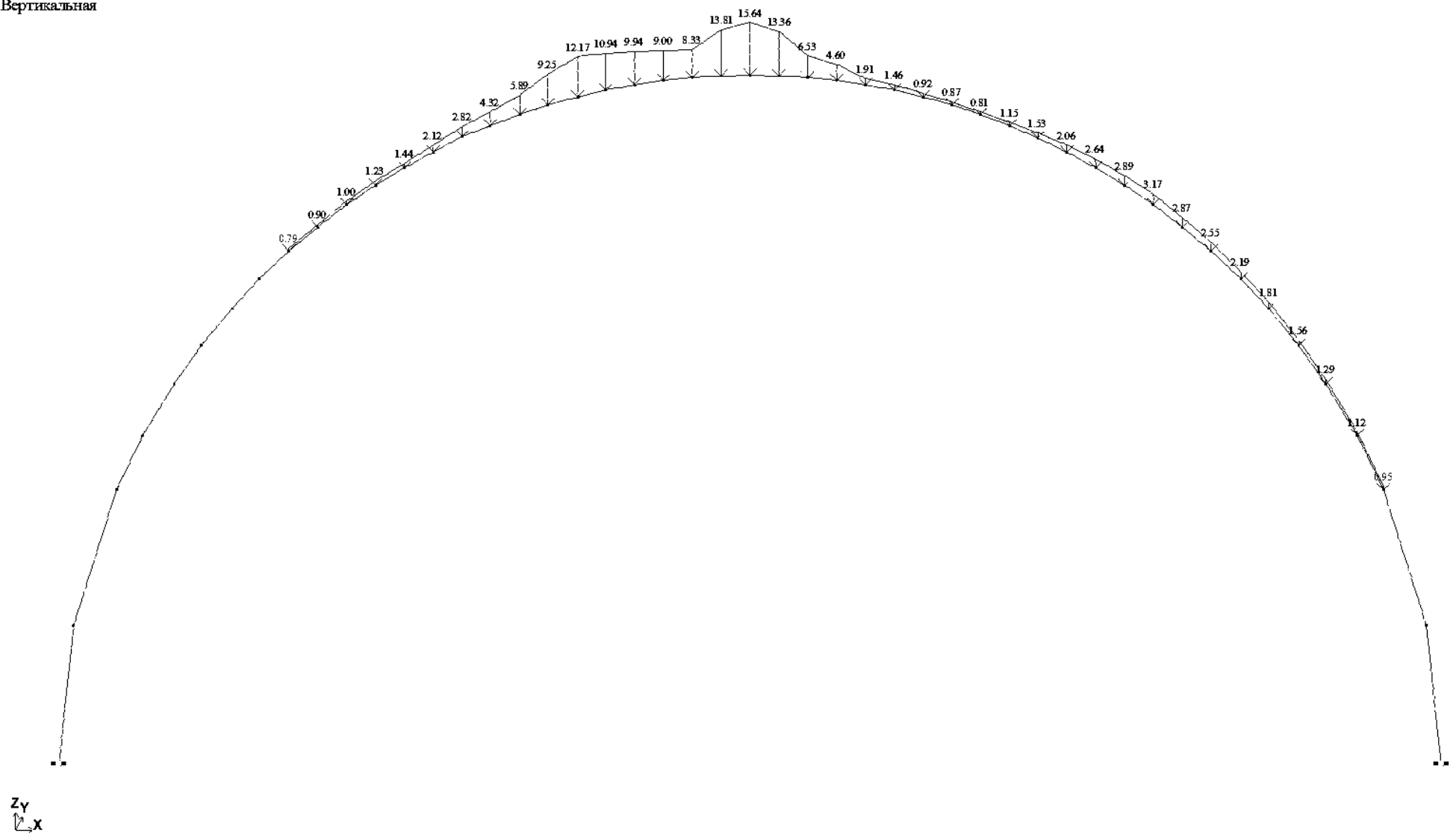
4.5 Загружение расчетной схемы

Модели арки с заданными вертикальными P_{nz} , кН/м и горизонтальными P_{nx} , кН/м нагрузками показаны на рисунках 4.12 – 4.17.

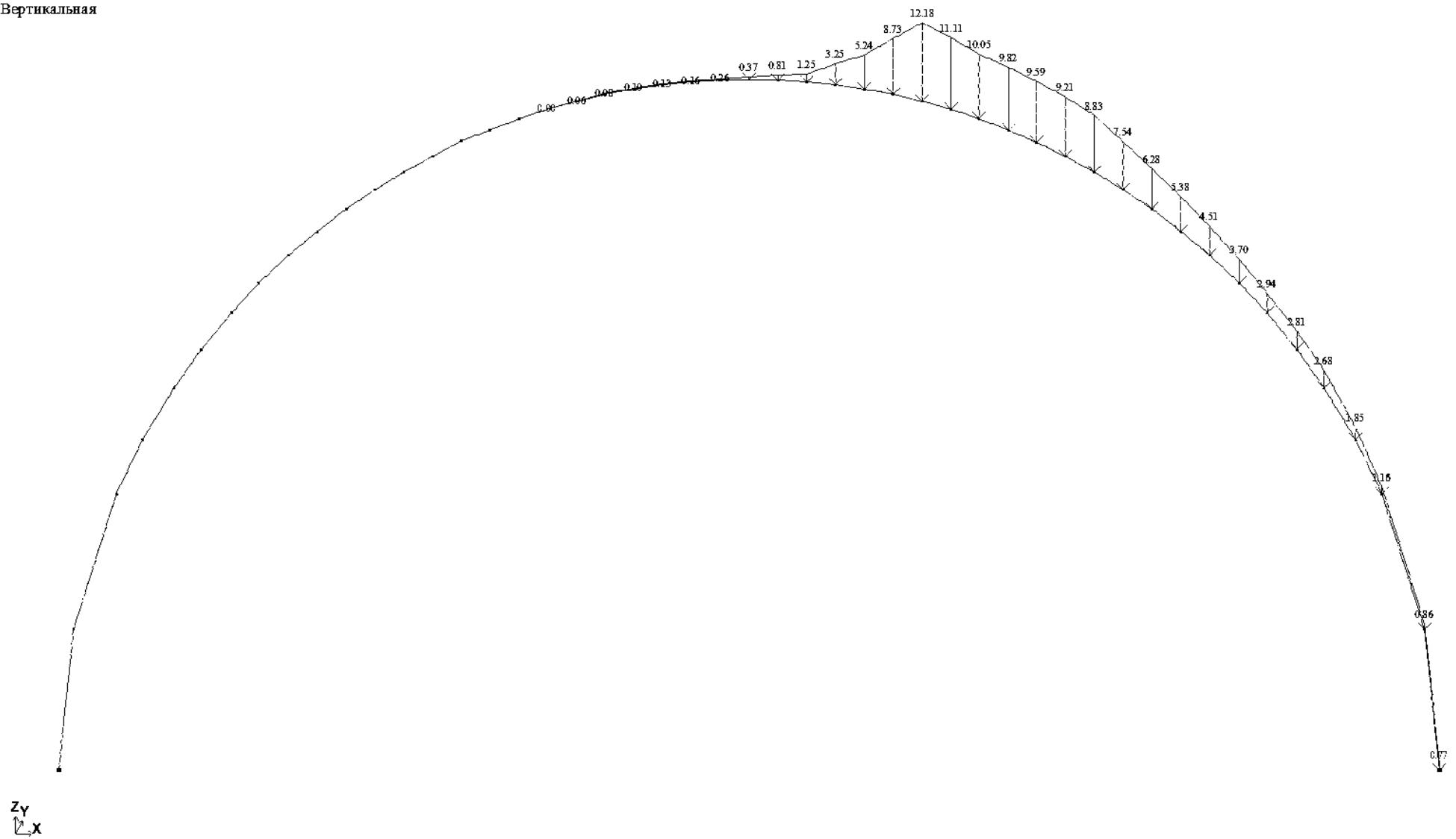
Вертикальная

Рисунок 4.12 – Модель арки с нагрузкой $P_{\text{II}z}$, кН/м.

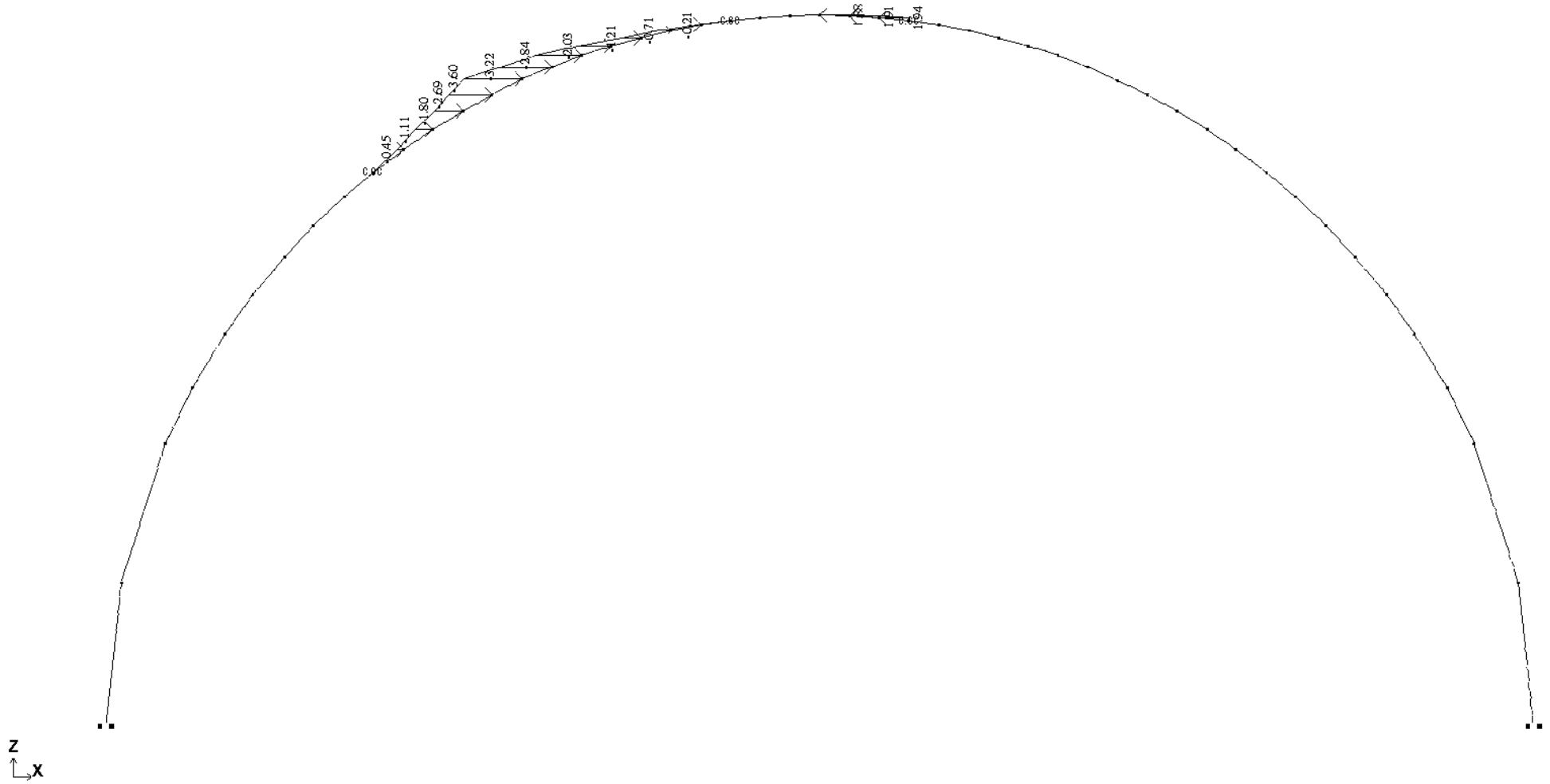
Вертикальная

Рисунок 4.13 – Модель арки с нагрузкой P_{IIIz} , кН/м.

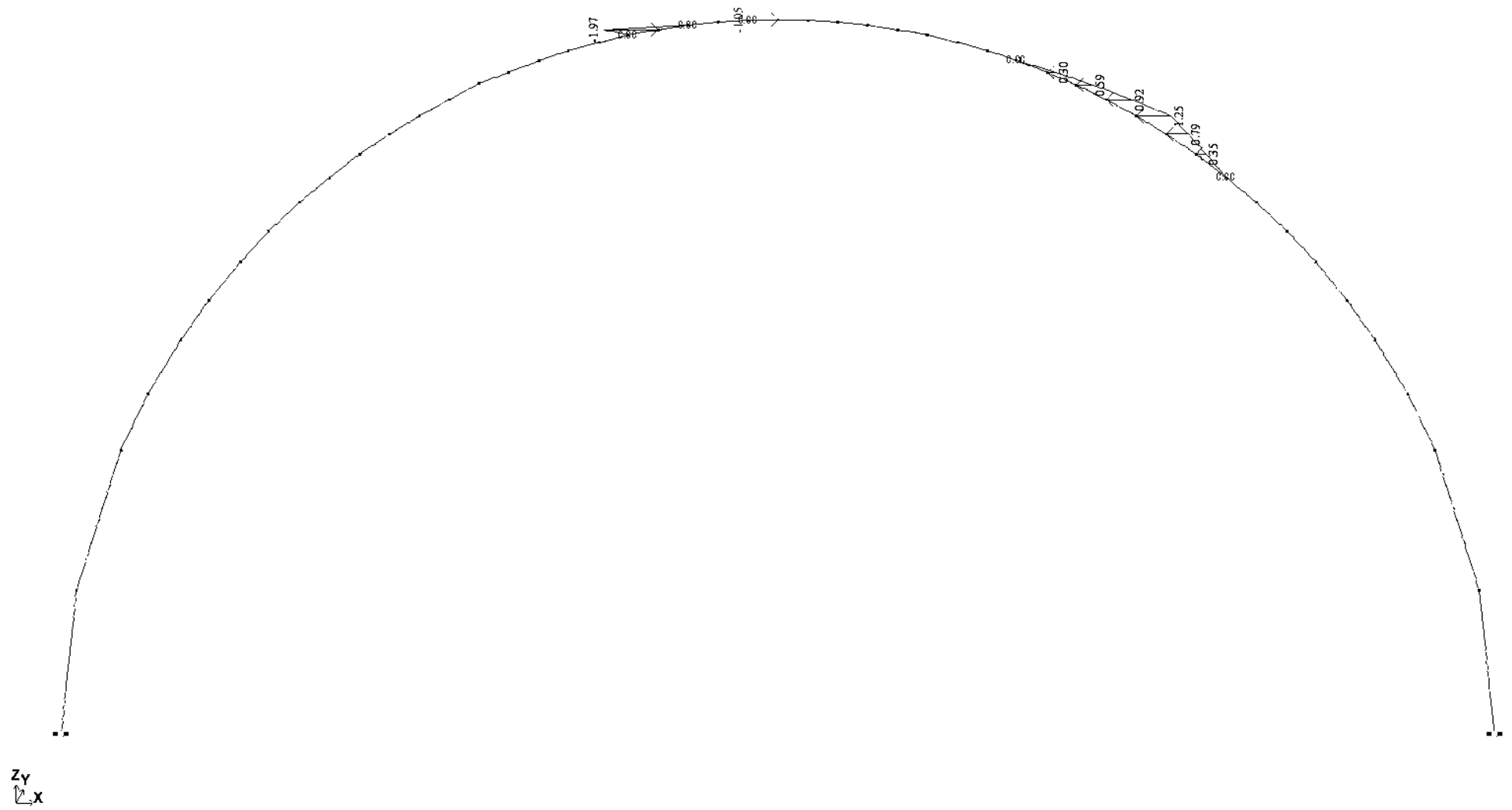
Вертикальная

Рисунок 4.14 – Модель арки с нагрузкой P_{IVZ} , кН/м.

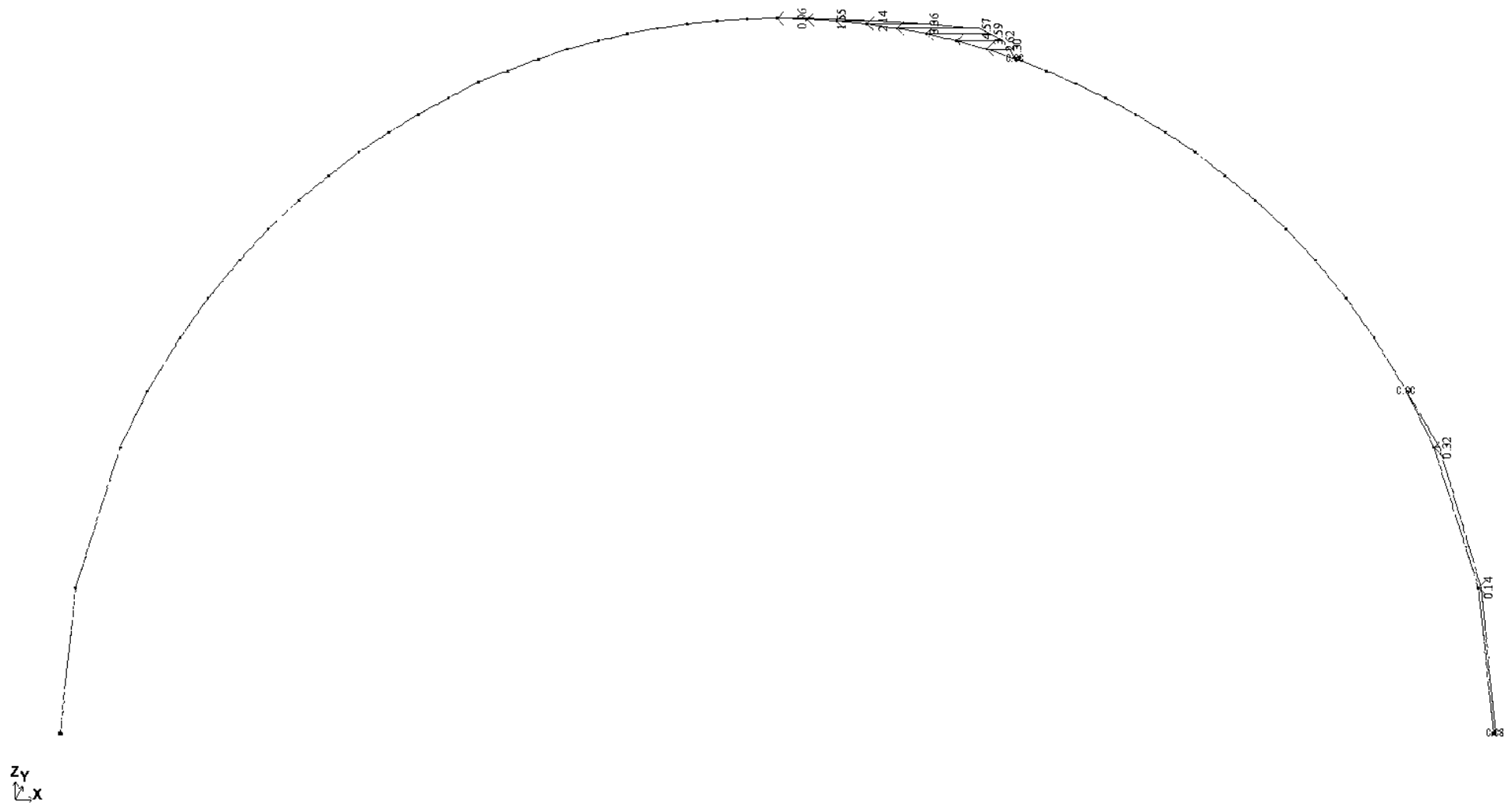
Горизонтальная

Рисунок 4.15 – Модель арки с нагрузкой P_{IIx} , кН/м.

Горизонтальная

Рисунок 4.16 – Модель арки с нагрузкой $P_{III\ x}$, кН/м.

Горизонтальная

Рисунок 4.17 – Модель арки с нагрузкой P_{IVx} , кН/м.

4.6 Определение перемещений

Для определения перемещений искомых сечений z_k авторами было предложено использовать метод Мора с применением правила А.К. Верещагина [71, 74].

Вычисление перемещений производилось с учетом влияния продольных усилий и перерезывающих сил, возникающих в стержнях по формулам [74]:

$$Z_{nk} = \sum \int \frac{M_{nz}M_{kz}}{EI_{red}} dx + \sum \int \frac{N_{nz}N_{kz}}{EA_{red}} dx + \sum \int \frac{Q_{nz}Q_{kz}}{GA_{red}} dx, \quad (4.24)$$

$$X_{nk} = \sum \int \frac{M_{nz}M_{kx}}{EI_{red}} dx + \sum \int \frac{N_{nz}N_{kx}}{EA_{red}} dx + \sum \int \frac{Q_{nz}Q_{kx}}{GA_{red}} dx, \quad (4.25)$$

где M_{nz} , Q_{nz} , N_{nz} – эпюры изгибающих моментов, продольных сил и перерезывающих сил от действия испытательной нагрузки в сечениях n ; M_{kz} , Q_{kz} , N_{kz} – эпюры изгибающих моментов, продольных сил и перерезывающих сил от действия единичной нагрузки по направлению оси z в узле k ;

M_{kx} , Q_{kx} , N_{kx} – эпюры изгибающих моментов, продольных сил и перерезывающих сил от действия единичной нагрузки по направлению оси x в узле k ;

E – модуль упругости материала конструкции;

G – модуль сдвига материала конструкции;

I_{red} – осевой момент инерции приведённого сечения;

A_{red} – площадь приведённого сечения.

Целесообразно сравнивать с результатами натурных испытаний перемещения из ПК «Лира», вычисленные по формуле:

$$\Delta_{nk} = \sqrt{X_{nk}^2 + Z_{nk}^2}, \quad (4.26)$$

где X_{nk} – горизонтальное перемещение k -го характерного сечения арки;
 Z_{nk} – вертикальное перемещение k -го характерного сечения арки;
 Δ_{nk} – суммарное перемещение k -го характерного сечения арки.

Перемещения X_{nk} и Z_{nk} – полные перемещения характерных сечений арки Δ_{nk} , мм, расположенных в $0,25L$, $0,5L$ и $0,75L$ пролета приведены в таблице 4.4.

Таблица 4.4 – Вычисленные перемещения характерных сечений

	,м	Δ_{IIk} , мм	Δ_{IIIk} , мм	Δ_{IVk} , мм
	-3	-	-	10
	0	-	-	-
	3	14	7	2

4.7 Сравнение полученных результатов с результатами натурного эксперимента

Для удобства сравнения уже имеющихся результатов с полученными результатами, сведены в таблицу 4.5.

Таблица 4.5 – Сравнение результатов расчета

Перемещения в расчётных сечениях,		Расчетные сечения, k					
		1	%	2	%	3	%
измеренные при натуральных испытаниях $z_{пэ}$, мм	$z_{II\text{ э}}$, мм	-0,33		-0,10		0,08	
	$z_{III\text{ э}}$, мм	-0,12		-0,41		-0,06	
	$z_{IV\text{ э}}$, мм	0,10		-0,20		-0,30	
вычисленные усовершенствованным методом $\Delta_{пк}$, мм	$\Delta_{II\text{ к}}$, мм	-0,26	21	-0,13	23	0,10	20
	$\Delta_{III\text{ к}}$, мм	-0,13	8	-0,36	12	-0,07	14
	$\Delta_{IV\text{ к}}$, мм	0,13	23	-0,17	15	-0,23	23

Сравнение значений перемещений, полученных тремя способами, показывает следующее. Расчётные величины Δ_k , определённые по предложенной методике, отклоняются от экспериментальных данных $z_{э}$, зафиксированных в ходе натуральных испытаний, не более чем на 23%. При этом погрешность результатов, рассчитанных по методике из работы [85], превышает погрешность предлагаемого подхода в 5 раз при сопоставлении с теми же натурными данными.

Существенное повышение точности достигнуто за счёт реализации в расчётной схеме следующих положений:

- при формировании модели обязательно нужно учитывать распределение давления от временных подвижных нагрузок АК и НК по ширине свода несущего элемента в толще грунта обратной засыпки;
- в расчёт необходимо вводить горизонтальную составляющую давления от указанных нагрузок;

- сопротивление грунтового массива обратной засыпки необходимо моделировать через коэффициент постели, что позволяет корректно учесть упругий отпор среды.

Расчётная модель, базирующаяся на теории линейно деформируемого полупространства и предложенная в рамках диссертационного исследования, достоверно описывает работу грунтозасыпных конструкций при определении распределения давления от временных подвижных сосредоточенных нагрузок. Это позволяет с достаточной степенью точности применять аппарат теории упругости для описания напряжённого состояния грунтового массива при сборе нагрузок на несущие элементы грунтозасыпных мостов и водопропускных труб, что подтверждено результатами работ [79–84].

Выводы по главе 4

1. Аprobация предложенных расчетных схем грунтозасыпных мостов, выполненная в настоящей главе, показала преимущество пространственных моделей. Наилучшую точность обеспечивает описание грунта обратной засыпки в виде нелинейно-деформируемого упругого полупространства (по задаче Буссинеска).

2. Сравнительный анализ результатов расчётов грунтозасыпных мостов в плоской и пространственной постановках показал, что применение двумерных моделей на этапе предварительного проектирования является допустимым. Ключевым требованием при этом является обоснованный выбор величины и схемы приложения временной нагрузки, действующей на плоскую модель, с учётом пространственного распределения усилий в грунте обратной засыпки.

3. Установлено, что варьирование угла внутреннего трения грунта обратной засыпки оказывает несущественное влияние на величину внутренних усилий в арке пролётного строения. Тем не менее, при проектировании грунтозасыпных сооружений необходимо учитывать потенциальную изменчивость как прочностных, так и деформационных характеристик засыпного грунта в процессе эксплуатации.

4. При составлении расчетных схем сталефибробетонных арочных конструкций грунтозасыпных мостов и водопропускных труб рекомендуется учитывать совместную работу грунта обратной засыпки и несущих конструкций путем введения коэффициента постели.

5. Анализ распределения напряжений и деформаций по ширине свода показал, что при варьировании поперечного положения одного и того же транспортного средства величина напряжений в конструкции изменяется существенно. По мере удаления нагрузки от края свода происходит перераспределение напряжений по ширине, что увеличивает несущую

способность моста и позволяет при пропуске тяжеловесного автотранспорта увеличивать предельно допустимую массу транспортного средства.

6. Разработанные модели распределения напряжений в грунте и способы совместной работы грунта обратной засыпки и несущего элемента пролетного строения могут быть использованы для создания пространственных расчетных схем в конечно-элементной постановке. Решением контактной задачи взаимодействия грунта обратной засыпки и несущего элемента пролетного строения является нелинейная работа конечного элемента «грунт обратной засыпки»:

- Передача сжимающих напряжений в соответствии с теорией нелинейно деформируемого полубесконечного упругого тела (задача Буссинеска).
- Передача растягивающих напряжений невозможна, ввиду отсутствия коэффициента сцепления у грунта обратной засыпки.
- Восприятие сжимающих напряжений на контакте грунт – пролётное строение через коэффициент Пуассона, выраженный коэффициентом постели.

5. РАЗРАБОТКА НОВЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ ФОРМ ГРУНТОЗАСЫПНЫХ МОСТОВ И ВОДОПРОПУСКНЫХ ТРУБ ИЗ СТАЛЕФИБРОБЕТОНА

5.1 Разработка сборной конструкции водопропускной трубы

Водопропускные трубы являются основной альтернативой малым балочным мостам. При одинаковых характеристиках пересекаемого препятствия трубы имеют преимущество за счёт меньшей стоимости, простоты возведения и сниженных эксплуатационных затрат [86–100]. Над несущей конструкцией водопропускной трубы находится грунт обратной засыпки, имеющий такие же характеристики, как и грунт насыпи автомобильной эта особенность водопропускных труб позволяет не изменять жесткость основания, отказаться от переходных плит, от плит мягкого въезда, а также от бездонных ящиков.

В рамках диссертационного исследования была сконструирована новая конструкция сборной сталефибробетонной водопропускной трубы с жестким объединением конструктивных элементов.

Сконструировано два конструктивных элемента трубы:

1. Основной конструктивный элемент тела трубы – в виде равнобедренной трапеции с углами к большему основанию по 30° . При этом конструктивный элемент в виде трапеции имеет радиальную форму в профиле, равную радиусу водопропускной трубы.

2. Крайний конструктивный элемент тела трубы – в виде прямоугольной трапеции с углом к большему основанию в 30° , что позволяет создать примыкание к оголовку трубы. При этом крайний конструктивный элемент в виде прямоугольной трапеции также имеет радиальную форму в профиле, равную радиусу водопропускной трубы.

Толщина конструктивных элементов назначается в зависимости от радиуса сборной трубы и от нагрузок, воспринимаемых трубой. Наиболее

подходящими толщинами, рассматривая также эксплуатационные характеристики будут толщины от 100 мм до 250 мм.

Для соединения конструктивных элементов и создания жесткости телу трубы на гранях каждого элемента расположены закладные детали.

Сборка осуществляется следующим образом: фрагменты стыкуются по длине трубы так, чтобы большие основания соседних элементов совмещались друг с другом, а малые с малыми. Боковые грани сопрягаемых элементов соединяются болтовыми группами через закладные детали.

5.1.1 Существующие конструкции водопропускных труб

На сегодняшний день водопропускным трубам и методам их расчета в нормативной литературе Российской Федерации уделено совсем мало внимания.

Расчетные методики примитивны и не отражают реальную работу конструкции.

Хотя, если рассматривать обделки тоннелей, порой работающих совершенно идентично водопропускным трубам, особенно при открытом способе строительства с разработкой котлована и последующей обратной засыпкой их расчетные схемы выглядят совершенно иначе, учитывается совместная работа с грунтом, учитывается неравномерность осадок и грунтов, что делает расчеты более сложными, но конструкции более эффективными.

Учитывая огромное распространение водопропускных труб на сети автомобильных и железных дорог, а также проблемы, при их эксплуатации задача улучшения расчетных схем и улучшения их конструкций является первостепенной задачей.

Рассмотрим основные и единственные конструкции водопропускных труб, применяемых на сети автомобильных и железных дорог Российской Федерации.

На рисунке 5.1 представлено схематичное изображение водопропускной трубы с выделением основных конструктивных элементов.

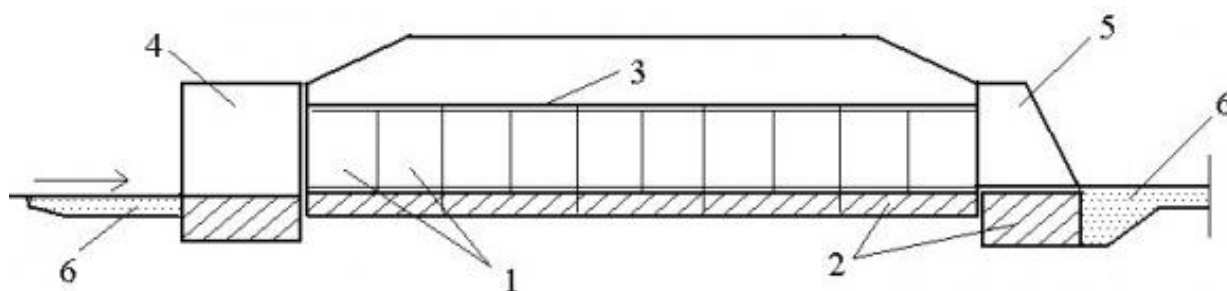


Рисунок 5.1 – Схематичное изображение водопропускной трубы.

1 – сборные кольца; 2 – замена грунта или фундамент;

3 – антикоррозионное покрытие;

4, 5 – порталы; 6 – струенаправляющие каналы из каменной наброски

На рисунке 5.2 представлено схематичное армирование железобетонного кольца водопропускной трубы.

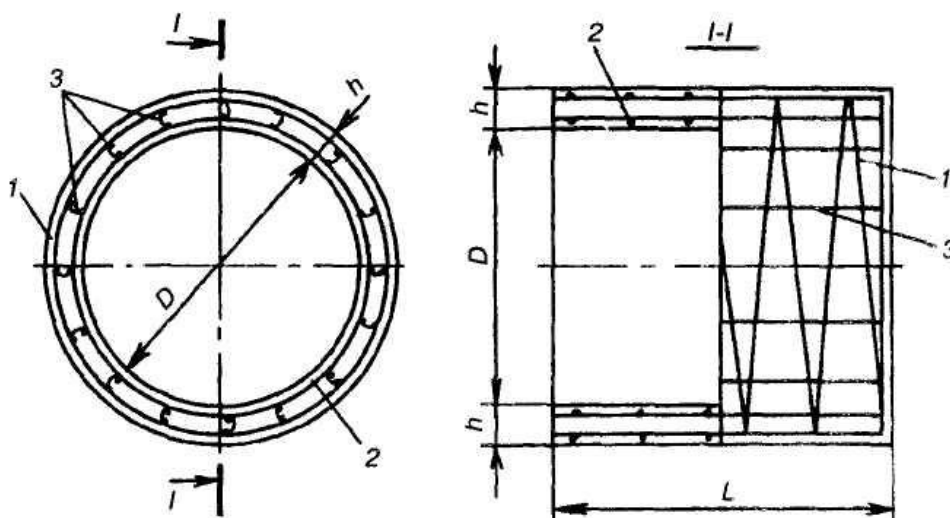


Рисунок 5.2 – Схематичное армирование железобетонного кольца водопропускной трубы.

1-2 – стержни рабочей арматуры АIII; 3 – конструктивная распределительная арматура AI; D – диаметр прохода;

h – толщина кольца; L – длина кольца.

Нагрузки на тело водопропускной трубы по её ширине неравномерны, как постоянные – вес насыпи, так и временные – полосы движения

автомобильного и железнодорожного транспорта.

Вес насыпи – неравномерен по длине трубы из-за наличия откосов, которые могут достигать 10 и более метров при высоте насыпи более 6 метров. Что создает повышенные нагрузки в центре трубы по длине с их постепенным уменьшением к краям.

Временные нагрузки – также неравномерны, ввиду их срединного положения. И также создают повышенное давление в центре трубы по длине.

Таким образом по длине трубы действуют совершенно не равномерные нагрузки, что приводит к разным осадкам основания и вследствие чего приводит к деформациям тела трубы по длине, что создает смещение колец с последующим размывом в месте смещений [97, 100, 107]. При дальнейшей эксплуатации это приводит к нарушению целостности земляного полотна и образованию неровностей и выбоин.

Современные проекты водопропускных труб в качестве основных применяемых фундаментов используют фундаменты на естественном основании, что совершенно не решает проблему неравномерности осадок.

Существуют и более экзотические типы фундаментов водопропускных труб, такие как:

- Буронабивные сваи – надежность фундаментов высокая, ввиду того, что сваи опираются на низлежащие слои грунта и не подвержены ни вымыванию, ни морозному пучению. Стоимость выполнения свайного фундамента крайне высокая. Требуется, как денежных, так и технологических и временных затрат.
- Забивные сваи – надежность также довольно высокая, но ввиду своих особенностей применение возможно не во всех типах грунтов. Технологически сложны в производстве. Дешевле буронабивных свай, но все же довольно дороги, для применения в основаниях водопропускных труб.

- Замена грунта основания – самый дешевый способ применяемый чаще остальных. Основным и наиболее существенным недостатком является эксплуатационная надежность. Грунт основания в процессе жизненного цикла сооружения подвержен калыматации, что приводит к процессам морозного пучения и просадочным явлениям и не может быть устранен без проведения реконструкции сооружения.

Еще одним видом применяемых труб на автомобильных и железных дорогах в последнее время все чаще применяемым является МГК [101–106], общий вид приведен на рисунке 5.3.

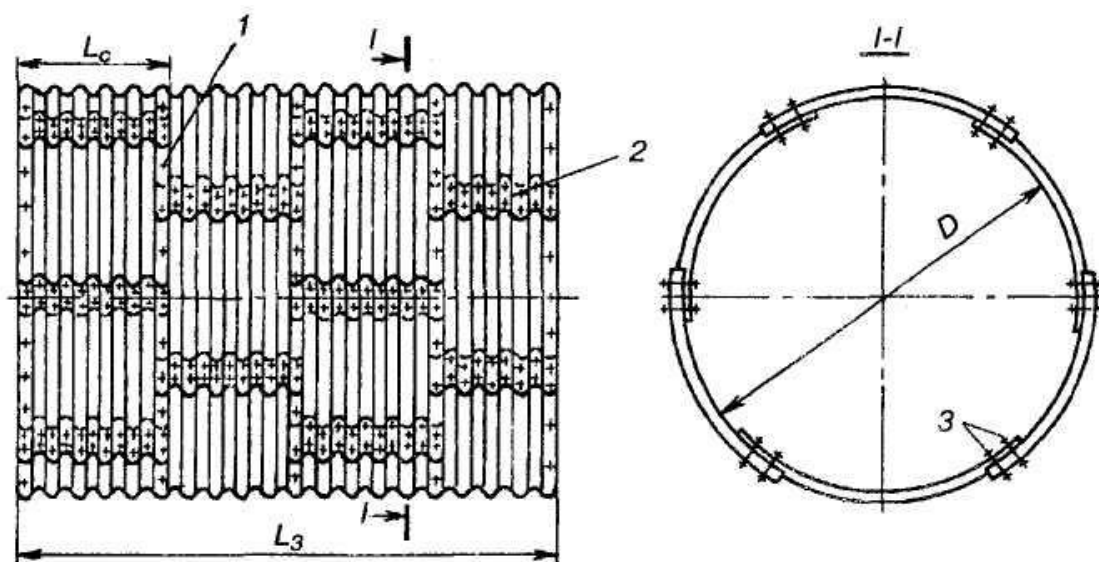


Рисунок 5.3 – Общий вид трубы МГК.

L_c – длина одиночной секции водопропускной трубы; L_3 – длина сборной секции; 1 – радиальный стык; 2 – горизонтальный стык листов; 3 – болтовая группа

Трубы из гофрированного металла представляют собой гибкие безфундаментные конструкции, работающие в тесном взаимодействии с окружающим грунтом (система «кольцо в упругой среде»). Они собираются из стандартных гофрированных листов, предварительно профилированных и соединяемых болтами. Материалом для труб, эксплуатируемых при расчётной

температуре не ниже минус 40 °С, служит сталь по ГОСТ Р 52246 (с покрытиями типов Ц, ЦА, ЦАМ), ГОСТ 14918 (класс покрытия не менее 450) или ГОСТ 16523 (группа прочности не менее К330В) с пределом текучести не менее 245 МПа и временным сопротивлением разрыву не менее 330 МПа. Для северного исполнения применяется низколегированная сталь марки 09Г2С [101].

Для антикоррозионной защиты все элементы оцинковываются. После сборки на наружную поверхность трубы наносятся два слоя гидроизоляции для предотвращения повреждений цинкового покрытия при обратной засыпке, уплотнении и для защиты от поверхностных вод, проникающих в насыпь через асфальтобетонное покрытие. Дополнительно по лотку трубы, на дуге окружности с центральным углом 120°, устраивается гидроизоляционный слой, выступающий на 1 см выше вершины гофра. Это покрытие защищает цинковый слой от механических повреждений (например, при карчеходах) и от истирания абразивными частицами, переносимыми водой. В конструкциях гофрированных труб специальные оголовки отсутствуют. Подводящие и отводящие каналы требуют надёжного укрепления для предотвращения размыва, особенно на выходном участке.

Преимущества гофрированных металлических труб:

- меньшая стоимость по сравнению с железобетонными аналогами;
- монтаж без привлечения тяжелой грузоподъемной техники;
- малая масса и габариты элементов, что сокращает транспортные расходы и ускоряет строительство.

Однако, наряду с указанными достоинствами, данным конструкциям присущи существенные недостатки.

Для металлических гофрированных труб характерны следующие повреждения и дефекты:

- погибы,
- оваллизация тела трубы (симметричная и несимметричная, в

продольном и поперечном направлениях),

- а также местные деформации в виде вмятин.

Гибкость таких труб, являющаяся их конструктивной особенностью, приводит к тому, что потеря формы сооружения негативно сказывается как на эксплуатационных качествах дорожного участка (появление неровностей полотна над трубой), так и на долговечности самого сооружения.

Кроме того, следует учитывать сложность обратной засыпки пазух гофрированных труб и повышенные требования к уплотнению грунта. Любое нарушение технологии засыпки влечёт за собой потерю устойчивости стенок, а в дальнейшем общую потерю устойчивости трубы.

5.1.2 Предлагаемая конструкция сборной водопропускной трубы из сталефибробетонных блоков

Современные потребности дорожного строительства обуславливают необходимость снижения стоимости возводимых объектов при одновременном повышении их качества и сокращении эксплуатационных расходов. В связи с этим при разработке предлагаемой конструкции водопропускной трубы основными задачами являлись:

- упрощение технологии монтажа;
- снижение материалоемкости;
- увеличение срока службы;
- уменьшение затрат на содержание и ремонт.

5.1.2.1 Описание конструкции (RU 2 610 955 C2 «Водопропускное устройство»)

Предлагаемая конструкция водопропускной трубы представляет собой сборное сооружение, монтируемое из отдельных фрагментов, изготовленных

из сталефибробетона. Применение данного материала обусловлено его высокими прочностными характеристиками, стойкостью к динамическим нагрузкам, повышенной трещиностойкостью и долговечностью в условиях агрессивной среды, что особенно актуально для сооружений, работающих в контакте с грунтовыми и поверхностными водами.

В целях унификации и упрощения производства разработаны два типоразмера сборных элементов. Фрагменты средней части трубы выполнены в форме равнобедренной трапеции с равными углами наклона боковых сторон к основанию, составляющими 30 градусов.

Фрагменты, предназначенные для крайних участков трубы, имеют форму прямоугольной трапеции с тем же углом наклона стороны к основанию в 30 градусов.

На всех гранях каждого фрагмента расположены закладные устройства, выполненные в виде металлических пластин с отверстиями для болтовых соединений. Данные элементы предназначены для надёжной фиксации фрагментов между собой при сборке. Процесс монтажа организован таким образом, что большее основание одного фрагмента прилегает к большему основанию следующего, а меньшее к меньшему, что обеспечивает правильную геометрию трубы в поперечном сечении и равномерное распределение усилий в стыках. По длине трубы фрагменты стыкуются боковыми гранями и объединяются болтовыми соединениями через закладные детали, что создаёт жёсткую и герметичную конструкцию, способную воспринимать как вертикальные, так и горизонтальные составляющие нагрузки от грунта и подвижного состава. Болтовые соединения обеспечивают не только надёжность стыков, но и возможность частичной разборки и замены повреждённых элементов в процессе эксплуатации без остановки движения транспорта.

На рисунке 5.4 представлен фрагмент среднего участка разрабатываемой конструкции водопропускной трубы с указанием его геометрических параметров.

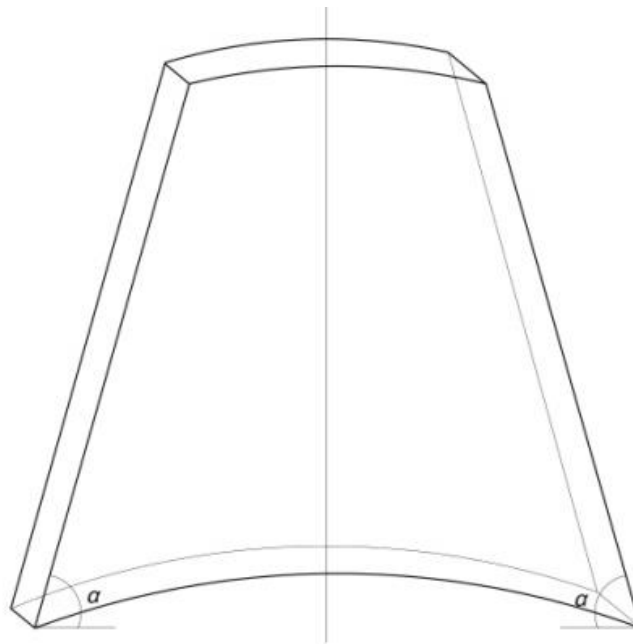


Рисунок 5.4 – Фрагмент среднего участка разрабатываемой конструкции водопропускной трубы

На рисунке 5.5 представлен фрагмент крайнего участка разрабатываемой конструкции водопропускной трубы.

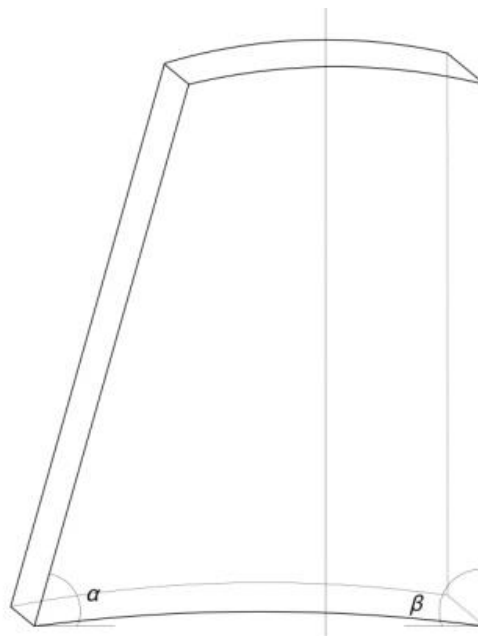


Рисунок 5.5 – Фрагмент крайнего участка разрабатываемой конструкции водопропускной трубы

На рисунке 5.6 представлена сборная конструкция трубы.

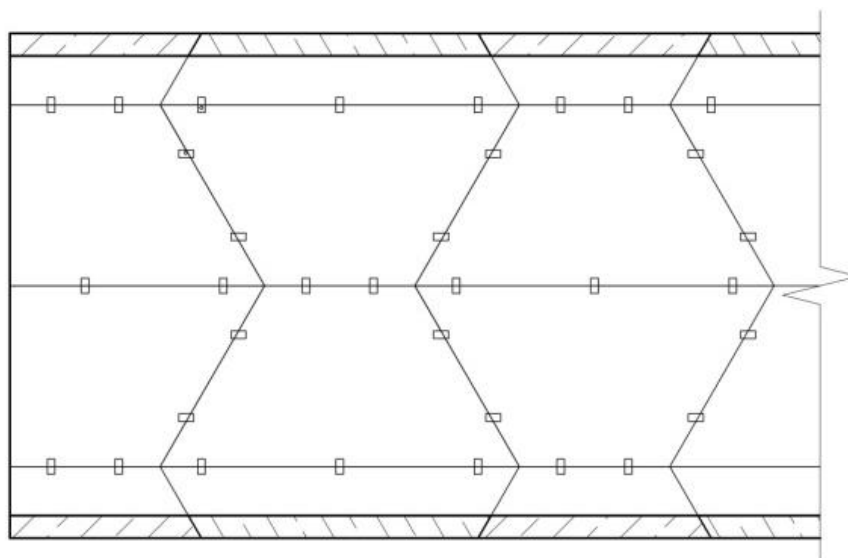


Рисунок 5.6 – Сборная конструкция трубы

5.1.2.2 Монтаж

Монтаж водопропускной трубы осуществляется следующим образом:

- разрабатывается котлован;
- устраивается песчаное основание толщиной 300 мм из песка с коэффициентом уплотнения не менее 0,98;
- укладывается фрагмент срединной части трубы выпуклой стороной на устроенное основание;
- монтируются фрагменты трубы по диаметру до образования кольца трубы следующим образом: состыковывают основания фрагментов друг с другом, фиксируют их с помощью закладных устройств болтовыми соединениями.

Смонтировав первое кольцо трубы на основании, начинают монтировать трубу по длине, таким же образом, чтобы большие и малые основания фрагментов чередовались между собой. При этом состыковывают боковые поверхности соседних фрагментов между собой и фиксируют с помощью закладных устройств болтовыми соединениями.

После окончания монтажа срединной части трубы производится монтаж крайних участков. Фрагменты крайних участков трубы имеют конструктивную особенность – одна из боковых сторон трапеции выполнена под углом 90 градусов для получения ровного среза трубы для устройства оголовка.

После окончания монтажа всех элементов, готовую трубу покрывают гидроизоляцией с внешней и внутренней сторон, далее приступают к обратной засыпке пазух с уплотнением до проектной отметки.

5.1.2.3 Заключение

Сталефибробетон, из которого изготавливают фрагменты представленной конструкции водопропускной трубы, отличается от традиционного бетона в несколько раз более высокой прочностью на растяжение и срез, ударной прочностью, трещиностойкостью, морозостойкостью, стойкостью к истиранию, водонепроницаемостью. Применение сталефибробетона позволяет отказаться от армирования трубы стержневой арматурой, а применение закладных деталей позволяет объединить все фрагменты в единую конструкцию, что увеличит ее жесткость в продольном направлении и долговечность, а также уменьшит требования к грунтам основания и обратной засыпки.

При эксплуатации водопропускных труб на них действуют постоянные и временные нагрузки, а именно, давление грунта, нагрузка от подвижного состава.

Основным отличием работы труб под насыпями автомобильных и железных дорог является постоянное динамическое воздействие на конструкцию трубы от прохода подвижного состава, применение сталефибробетона за счет его увеличенной ударной прочности позволяет увеличить срок эксплуатации таких труб, а также уменьшает

эксплуатационные расходы.

Предлагаемая конструкция позволяет распределить возникающие усилия от постоянных и временных нагрузок на всю длину трубы равномерно, так как каждый элемент трубы работает в распор с соседними элементами (часть горизонтальной нагрузки в стыках фрагментов переходит в вертикальную сжимающую нагрузку), тем самым нивелировать воздействие неравномерных осадок и сил морозного пучения, что в свою очередь позволяет уменьшить требования к грунтам основания и обратной засыпки.

Предлагаемая конструкция водопропускной трубы состоит из трех конструктивных элементов – два вида фрагментов и крепежный болт, что позволяет упростить ее монтаж, а относительно небольшая масса фрагментов позволяет отказаться от грузоподъемной техники, что сокращает, как стоимость, так и время строительства объекта.

5.2 Разработка конструкции грунтозасыпного моста

Предлагается следующая конструкция грунтозасыпного моста:

- сборные опоры, состоящие из свай и объединяющего их ростверка;
- сталефибробетонная арка параболической формы, состоящая из отдельных блоков, шарнирно соединенных друг с другом по внешней поверхности арки;
- переходные железобетонные плиты, опирающиеся на арку в границах безотпорной зоны на песчаные подушки;
- фасад моста по всей высоте выложен габионами, соединенными между собой арматурой, последний ряд которых выполняет функции перильных ограждений.

Технический результат – упрощение монтажа конструкций моста, уменьшение внецентренных нагрузок на арку, повышение прочности несущих элементов за счет использования сталефибробетона. Конструкция моста

выполнена сборной из сталефибробетонных элементов, снабженных закладными деталями, и конструкцией из плит и георешетки, которая позволяет распределять вертикальное давление от подвижного состава на безотпорную зону арки, что позволяет существенно упростить расчетную схему моста.

5.2.1 Существующие конструкции мостов грунтозасыпной конструкции со сборной железобетонной аркой.

Известна бетонная арка (Пат. US 7204058 B2, E01D 21/00 (20060101); E04B 1/32 (20060101); E04C 3/44 (20060101), Adrian Ernest Long Concrete arch and method of manufacture. - Оpubл. 17.04.2007), состоящая из блоков, соединенных между собой в линейный массив с помощью полимерной сетчатой ленты и слоя бетона над ней, в уровне верхних кромок блоков, причем линейный массив блоков изготовлен на предприятии, транспортируется на место монтажа, где при подъеме массив за счет собственного веса приобретает форму арки, которая устанавливается на фундаментные блоки. Затем с помощью арматуры блоки через монтажные петли объединяются в единое целое.

Общий вид бетонной арки в транспортном положении представлен на рисунке 5.7.

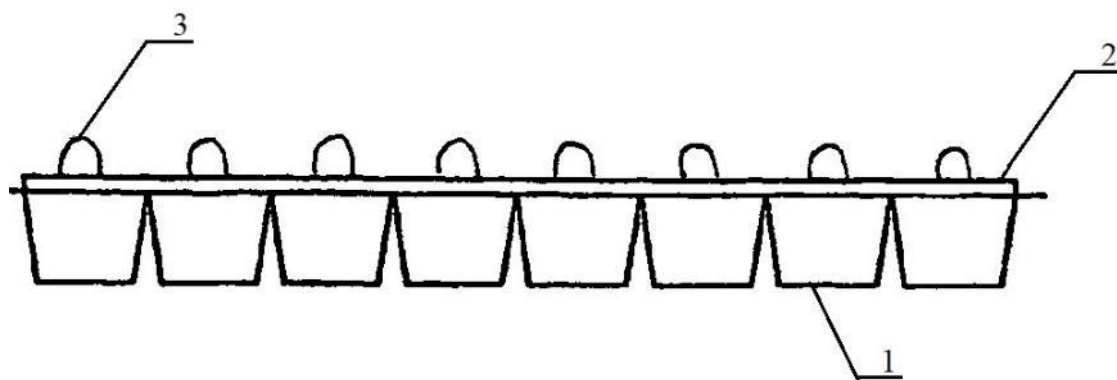


Рисунок 5.7 – Общий вид бетонной арки в транспортном положении (до установки в проектное положение).

1 – блок арки; 2 – полимерная сетчатая лента; 3 – строповочная петля

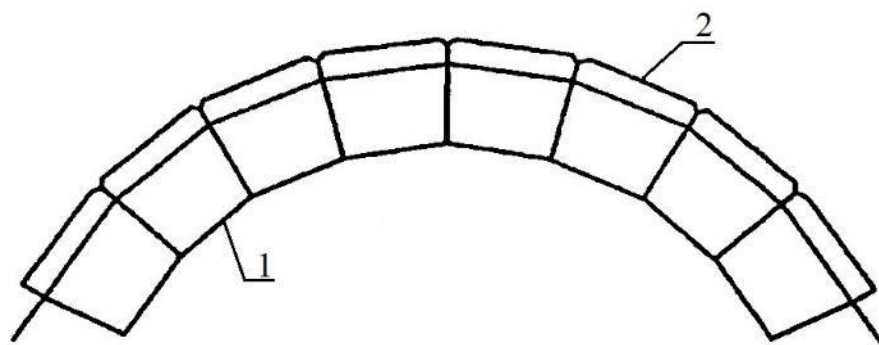


Рисунок 5.8 – Общий вид бетонной арки после установки в проектное положение.

1 – блок арки; 2 – полимерная сетчатая лента

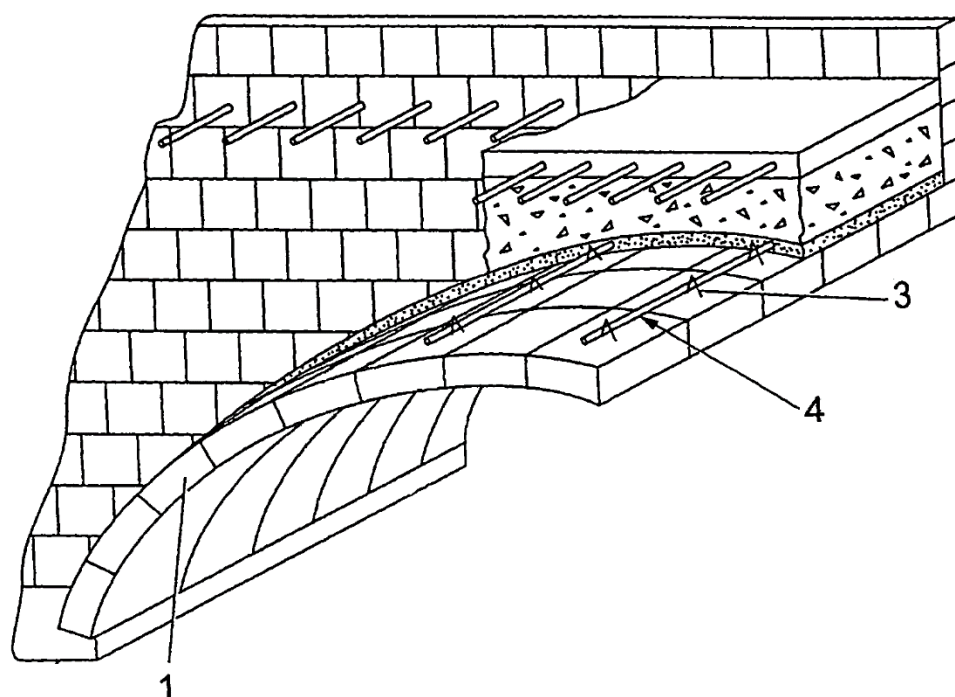


Рисунок 5.9 – Общий вид бетонной арки в составе моста.

1 – блок арки; 3 – строповочная петля; 4 – арматурный стержень

Недостатком данной конструкции является сложность доставки крупногабаритных элементов на стройплощадку, так как вся арка изготавливается и объединяется на заводе, а для транспортировки на стройплощадку требуется специальный транспорт. Также недостатком является неравномерное распределение вертикальной нагрузки на несущие элементы при внецентренном загрузении, что позволяет меняться расчетной

схеме (появление не расчетных моментов в своде арки) и снижает несущую способность конструкции.

5.2.2 Разработка сталефибробетонного моста грунтозасыпной конструкции

Использование сталефибробетонных арок, как несущих элементов грунтозасыпных мостов, позволит в перспективе перекрывать пролеты длиной свыше 60 м, возводить сооружения для пропуска автомобильных и железных дорог в разных уровнях (путепроводы), тоннели, выполненные открытым способом в плотной городской застройке, веерные сооружения для защиты дорог от камнепадов и другие конструкции.

Однако на пути к применению сталефибробетона, как основного материала при изготовлении арок грунтозасыпных мостов находятся большие трудности, связанные с отсутствием надежных схем сбора нагрузок учитывающих не только усилия от собственного веса грунта обратной засыпки, а также распределение напряжений в теле насыпи от тележек подвижных нагрузок АК и НК. И даже применение метода конечных элементов не может всеобъемлюще описать распределение напряжений в грунте обратной засыпки. На каждый тип грунта необходимо создавать свою конечноэлементную модель, на каждое изменение параметра арки (длина, высота, стрела подъема) также необходимо создавать свою конечноэлементную модель, что в итоге приводит к огромным трудозатратам инженеров уже на стадии вариантного проектирования, поэтому сейчас мы видим ограниченное использование грунтозасыпных мостов на сети автомобильных дорог Российской Федерации [108-114].

Предлагаемая конструкция грунтозасыпного моста с переходными плитами позволяет существенно упростить расчетную схему арочного пролетного строения, а также значительно упростить сбор нагрузок.

5.2.2.1 Описание конструкции грунтозасыпного моста (RU 2 638 218 C1 «Грунтозасыпной мост»)

Представлен грунтозасыпной мост, включающий опоры, опертую на них арку, грунтовую обойму засыпки и дорожную одежду, опоры выполнены сборными, установленными на ростверк, объединяющий сваи, на опоры опирается арка параболической формы, выполненная из сталефибробетона и состоящая из отдельных блоков, шарнирно соединенных друг с другом по внешней поверхности арки, на верхней поверхности каждого блока по его углам выполнены ниши, в которых размещены металлические закладные проушины, с одной стороны блока по две штуки в нише, а с противоположной – по четыре, каждая проушина имеет отверстие для болтов, ось которых совпадает с точкой пересечения боковой и верхней поверхности блоков, на соприкасающихся поверхностях каждого блока выполнены с одной стороны выступы, а с другой стороны – углубления, которые совмещены при монтаже арки, центральная часть которой является безотпорной зоной, не испытывающей бокового отпора грунта, на границах безотпорной зоны размещены песчаные подушки, на которые опираются переходные железобетонные плиты, на плиты насыпан слой песка, после его уплотнения в пределах грунтовой обоймы засыпки уложена полимерная георешетка с уклоном от вертикальной оси арки в сторону опор моста, а поверх песка уложены слои дорожной одежды, при этом фасад моста по всей высоте выложен габионами, соединенными между собой, последний ряд которых выполняет функцию перильных ограждений, причем габионы установлены в процессе устройства грунтовой обоймы засыпки моста.

Примечательно, что конструкция моста выполнена сборной из сталефибробетонных элементов, снабженных закладными деталями, и конструкцией из плит и георешетки, которая позволяет распределять вертикальное давление от подвижного состава на безотпорную зону арки.

Сущность изобретения заключается в том, что опоры выполнены

сборными, установленными на ростверк, объединяющий сваи, а на опоры опирается арка параболической формы, выполненная из сталефибробетона и состоящая из отдельных блоков, шарнирно соединенных друг с другом.

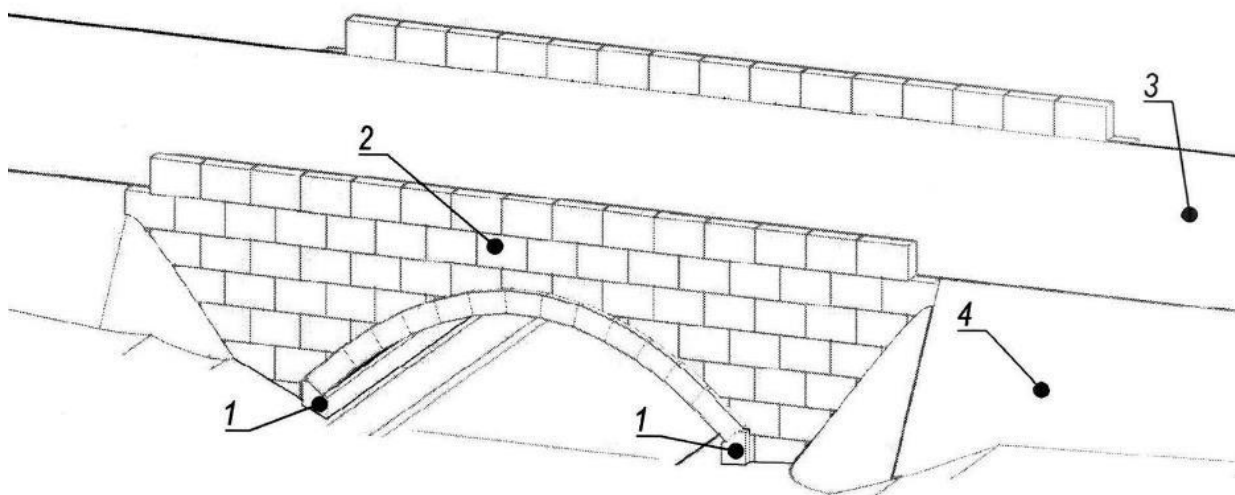


Рисунок 5.10 – Общий вид моста

1 – опора; 2 – габионы; 3 – дорожная одежда; 4 – откосы насыпи

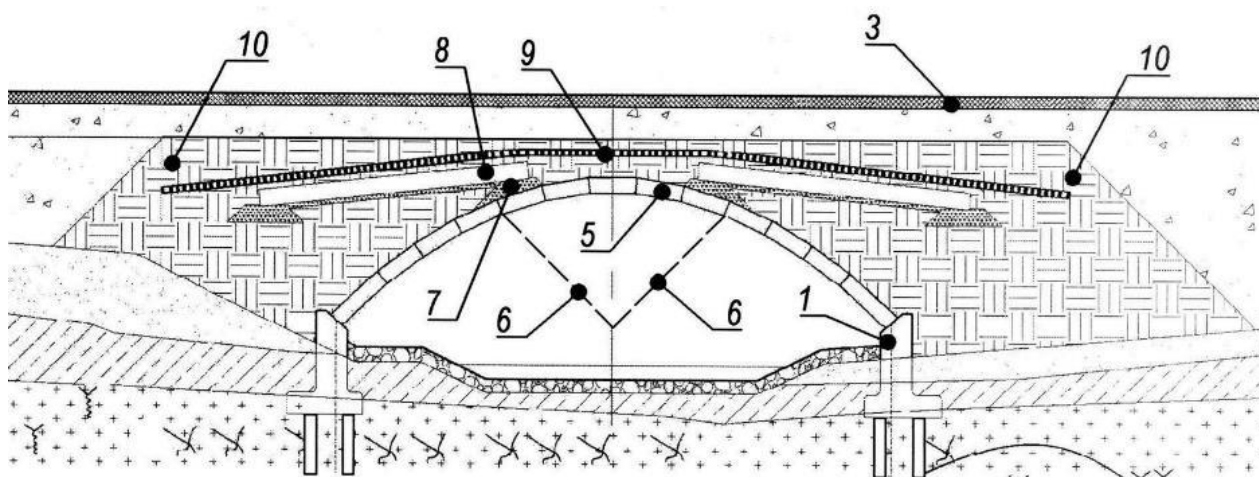


Рисунок 5.11 – Разрез моста вдоль оси дороги.

1 – опора; 3 – дорожная одежда; 5 – сталефибробетонная арка; 6 – граница безотпорной зоны; 7 – песчаная подушка; 8 – переходные железобетонные плиты; 9 – полимерная георешетка; 10 – грунтовая обойма обратной засыпки

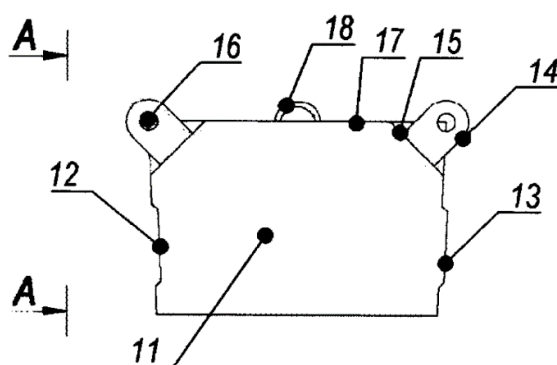


Рисунок 5.12 – Схема блока арки

11 – блок арки; 12 – углубление; 13 – выступ; 14 – монтажная проушина; 15 – ниша; 16 – отверстие; 17 – верхняя поверхность блока; 18 – монтажная петля

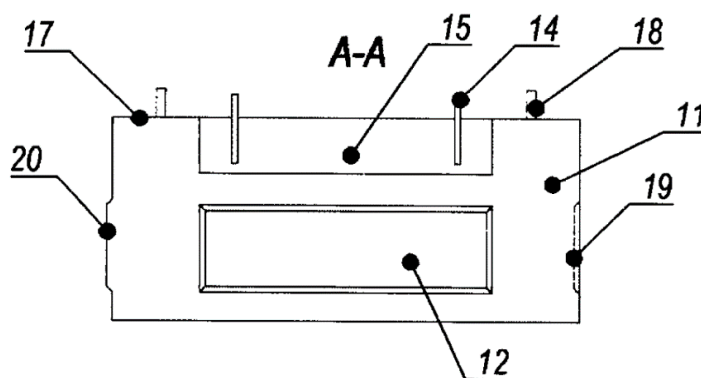


Рисунок 5.13 – Сечение А-А.

11 – блок арки; 12, 19 – углубление; 14 – монтажная проушина; 15 – ниша; 17 – верхняя поверхность блока; 18 – монтажная петля; 20 – выступ

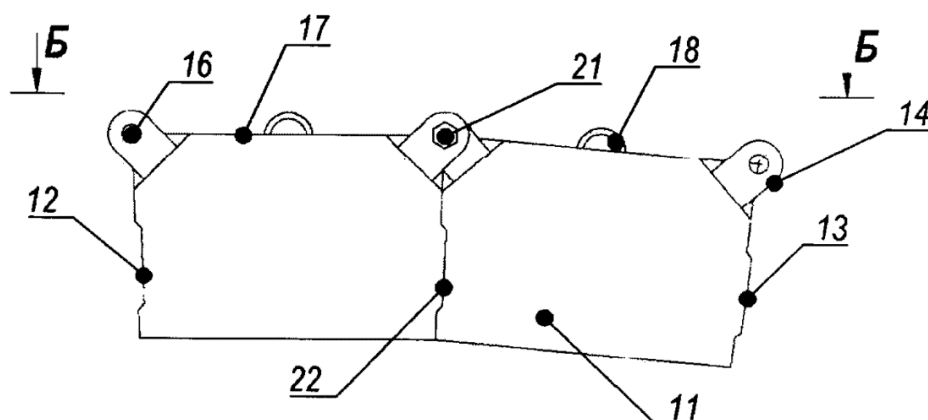


Рисунок 5.14 – Стык соседних блоков в рабочем положении.

11 – блок арки; 12 – углубление; 13 – выступ; 14 – монтажная проушина; 16 – отверстие; 17 – верхняя поверхность блока; 18 – монтажная петля; 21 – болт; 22 – поперечный стык

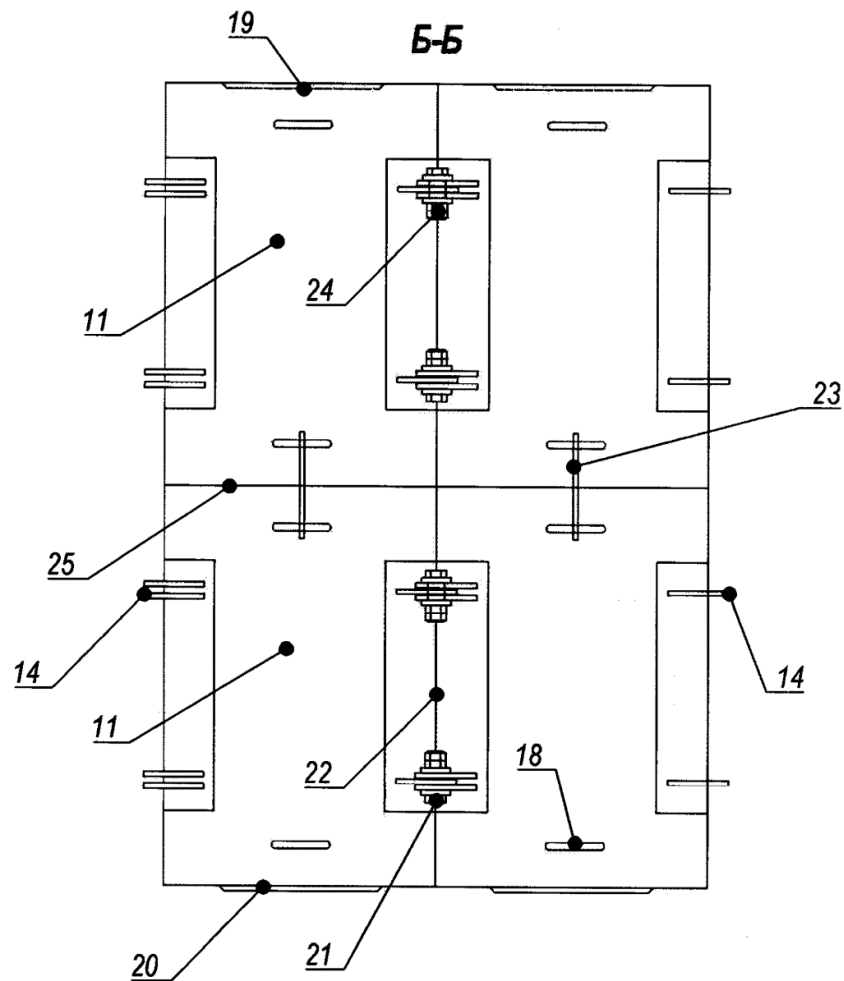


Рисунок 5.15 – Сечение Б-Б.

11 – блок арки; 14 – монтажная проушина; 18 – монтажная петля;
 19 – углубление; 20 – выступ; 21 – болт; 22 – поперечный стык;
 23 – арматура; 24 – гайка; 25 – продольный стык

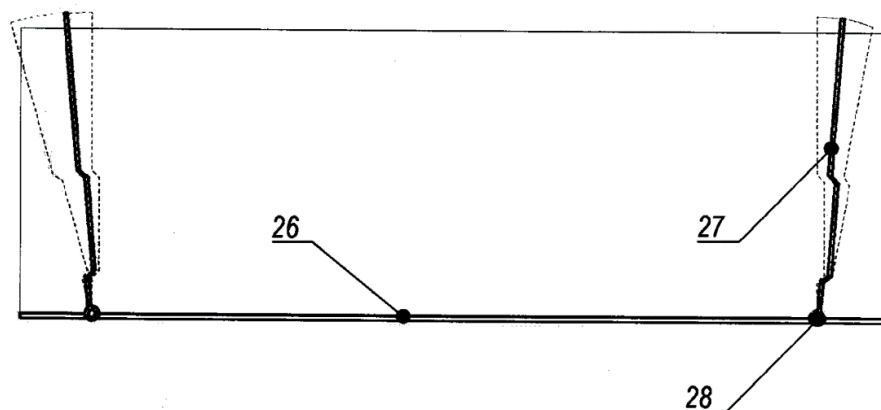


Рисунок 5.16 – Схема универсальной опалубки для изготовления блоков арки
 (кроме крайних блоков).

26 – нижняя поверхность опалубки; 27 – наклонная стенка опалубки;
28 – шарнирный элемент

5.2.2.2 Строительство моста

Предлагаемая конструкция грунтозасыпного моста монтируется и работает следующим образом.

На опоры устанавливается сборная сталефибробетонная арка, состоящая из отдельных секций, а каждая секция состоит из блоков. Все блоки с помощью монтажных проушин, болтов, гаек, выступов и углублений собираются в секцию, которая поднимается за средний блок и принимает форму арки за счет собственного веса. Таким же образом монтируется следующая секция, которая путем продольной надвигки совмещает углубления и выступы боковых граней соседних секций, тем самым объединяя все секции арки в единую конструкцию. Также соседние секции объединяются между собой с помощью арматуры и монтажных петель, что обеспечивает продольную жесткость всей конструкции моста.

Смонтированная арка послойно с уплотнением засыпается грунтом обратной засыпки. В процессе засыпки на арку на границах безотпорной зоны укладываются переходные железобетонные плиты, поверх которых через слой грунта укладывается полимерная георешетка, засыпается песком, а поверх песка укладываются слои дорожной одежды. В процессе засыпки фасад моста по всей высоте укрепляется сборными блоками – габионами, последний ряд которых выполняет функцию перильных ограждений. Габионы объединены между собой, что создает дополнительную устойчивость грунту обратной засыпки и позволяет существенно снизить затраты на строительство.

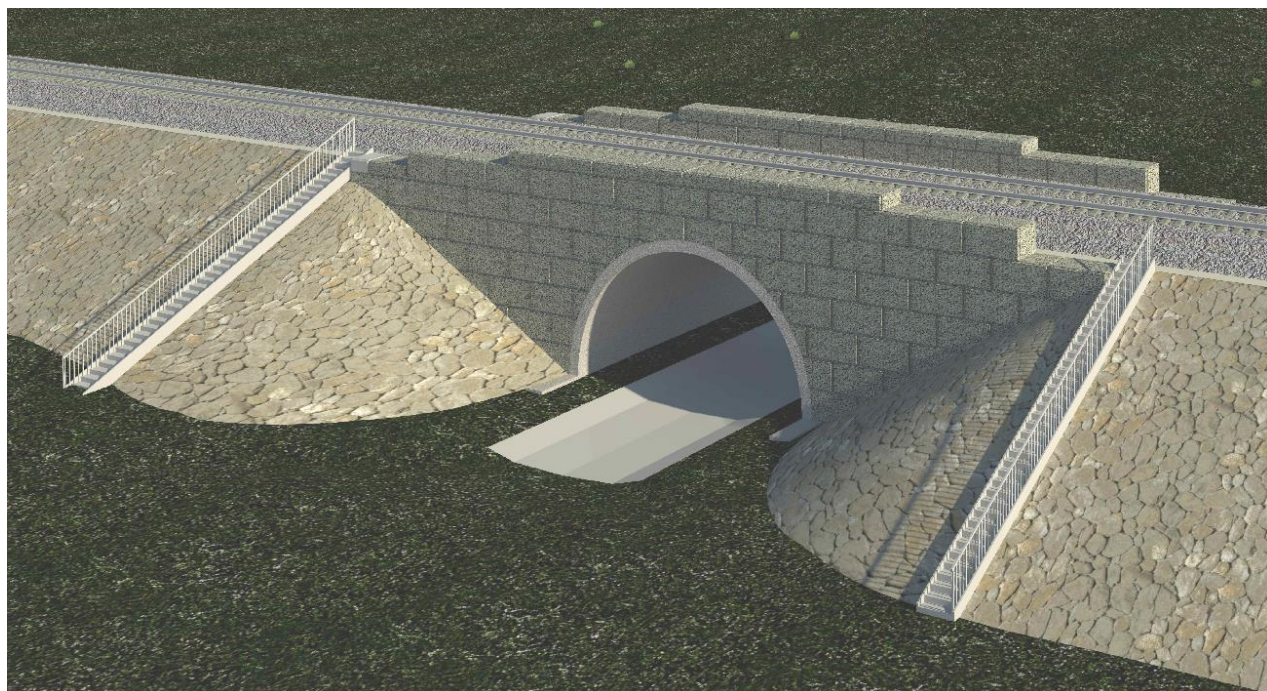


Рисунок 5.17 – Моделирование моста

5.2.2.3 Заключение

Малые мосты грунтозасыпной конструкции с арочными сводами в качестве несущих элементов являются уже сейчас более рациональной альтернативой малым мостам разрезной балочной конструкции исходя из следующих факторов [5-12]:

- малый вес сборных элементов грунтозасыпных мостов позволяет производить строительство с применением малогабаритной и низкогрузоподъемной строительной техники, что дает возможность предъявлять менее жесткие требования к технологии строительного производства, а также удешевлять его;
- сборные элементы конструкции не требуют высокого инженерного уровня от работников монтажной организации, сборка интуитивно понятна;
- автоматизация и стандартизация процессов и материалов строительства позволяет создавать производственные схемы с

применением инвентарных конструкций многократного применения;

- круговое очертание арочной несущей конструкции позволяет в минимизировать растягивающие напряжения и полностью раскрыть потенциал сталефибробетона;
- высокие специализированные качества сталефибробетона такие как ударочпрочность и коррозионная стойкость в большей мере подходят для конструкций, работающих в сложных коррозионных условиях;
- уменьшение сроков и стоимости строительства при большей технологичности, в том числе с применением роботизированных технологий строительства;

5.3 Разработка фундамента для мостов грунтозасыпной конструкции

Основным недостатком параболических несущих пролетных строений, является появление горизонтальной реакции на опорах – распора. Несвязные грунты в которых применяют грунтозасыпные мосты плохо воспринимают лобовое сопротивление фундаментов и работают только за счет силы трения, которая в свою очередь зависит от коэффициента трения и от площади фундамента, соприкасающегося с грунтом.

Основной идеей, при разработке конструкции фундамента было увеличение площади подошвы и правильного разложения реакции в узле опирания арки на фундамент на горизонтальную и вертикальную силы.

5.3.1 Существующие патенты фундаментов

Рассмотрен патент арочной конструкции (RU 2 725 375 C9, МПК E04B

1/32, E04В 7/08, опубл. 02.07.2020 Бюл. № 19).

Интересной особенностью данного патента является наличие специальных фундаментов – 5, которые воспринимают только горизонтальные усилия от арочного несущего каркаса. Это позволяет минимизировать размеры основных фундаментов.

На рисунке 5.18 представлена конструкция арочного несущего каркаса, с фундаментами для восприятия горизонтальных усилий.

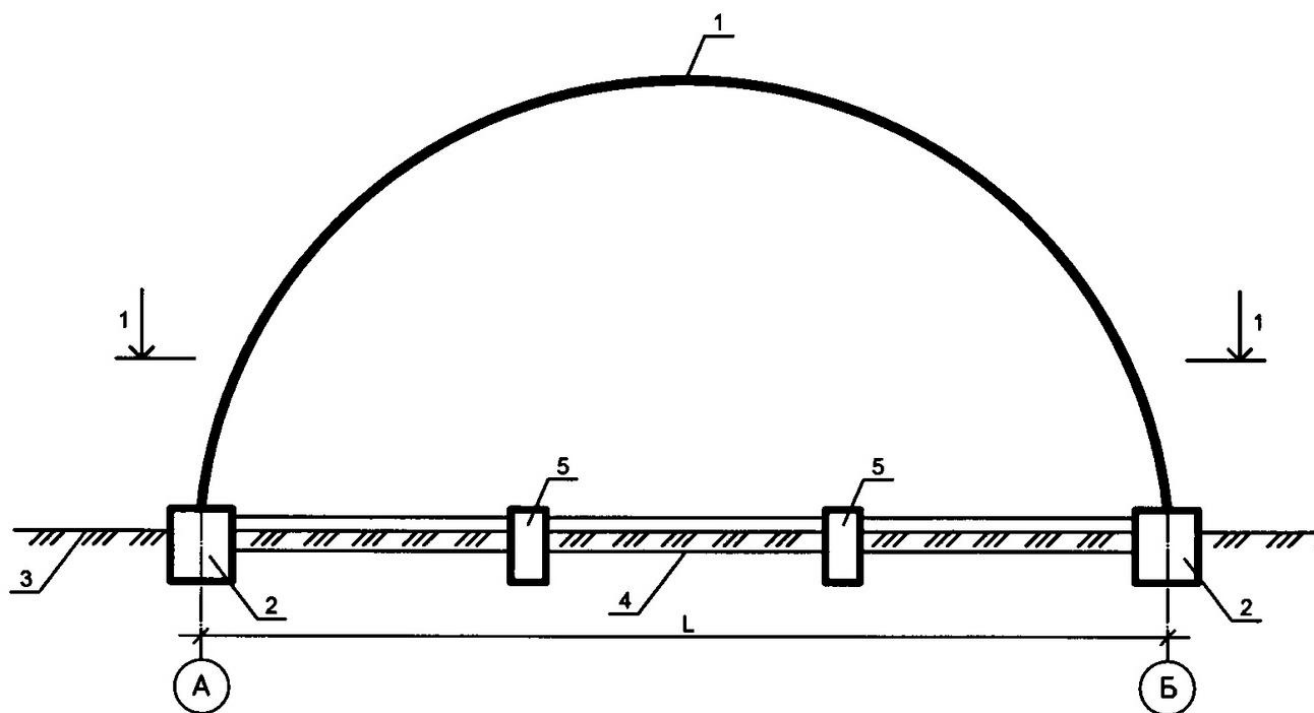


Рисунок 5.18 – Общий вид арочного здания.

1 – арка; 2 – фундамент; 3 – поверхность грунта; 4 – стержневая затяжка;
5 – якорь; L – длина арки

На рисунке 5.19 показан разрез 1-1 арочного здания, а затяжки разложены между якорями в пределах здания.

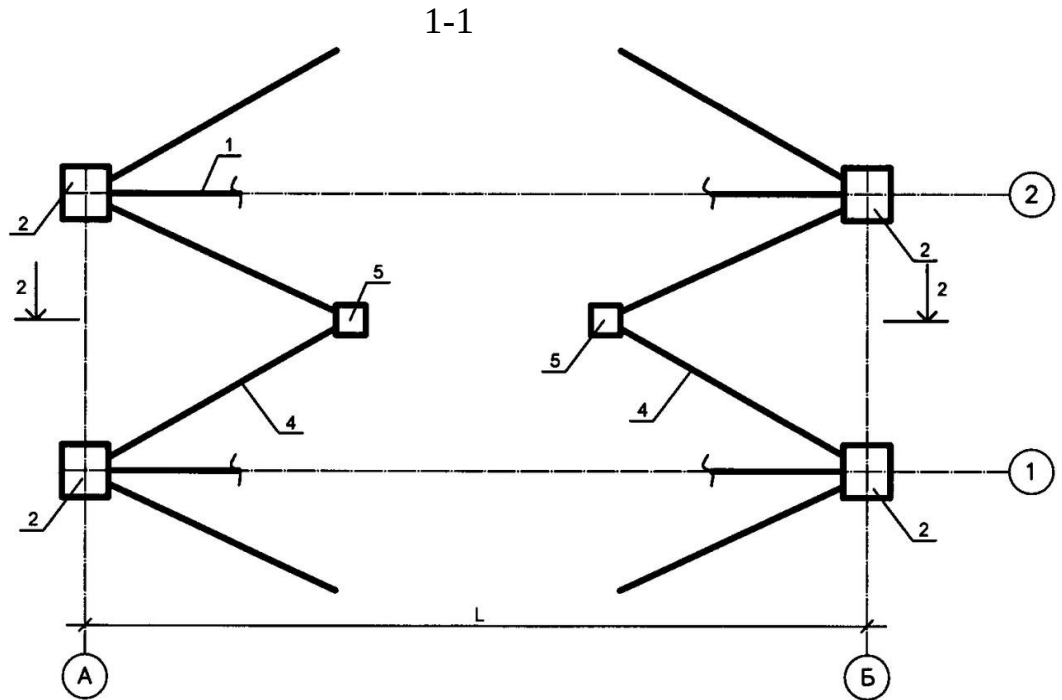


Рисунок 5.19 – Разрез 1-1.

1 – арка; 2 – фундамент; 3 – поверхность грунта;
4 – стержневая затяжка; 5 – якорь; L – длина арки

На рисунке 5.20 показан разрез 2-2, размещение затяжек, прикрепленных к верхней части фундамента и к нижней части якоря.

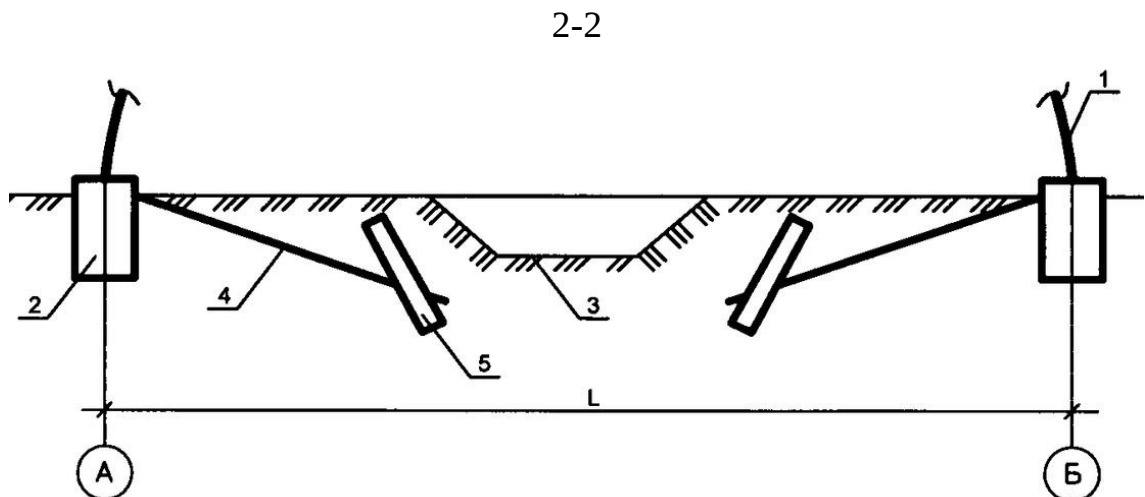


Рисунок 5.20 – Разрез 2-2.

1 – арка; 2 – фундамент; 3 – поверхность грунта;
4 – оттяжка; 5 – якорь; L – длина арки

Рассматривая рисунок 5.20 можно заметить, что дополнительный

внутренний фундамент – 5 (якорь) для восприятия горизонтальной составляющей нагрузки через оттяжку – 4 имеет некоторый наклон, что позволяет ему работать более эффективно, раскладывая горизонтальное усилие.

Применение такого исполнения затяжек в арочном сооружении позволит повысить несущую способность фундаментов и уменьшить на 10-15% расход на затяжки.

Данная конструкция является эффективной, но имеет множество недостатков:

- Оттяжки, выполненные из стержней или канатов, находятся в земле, что в процессе эксплуатации неизбежно приведет к их коррозии;
- отдельно стоящие внутренние фундаменты многодельны и технологически сложны в строительстве внутри здания;
- Перераспределение горизонтальных усилий между двумя фундаментами является сложной задачей. Проектирование данного фундамента сложная инженерная задача.

5.3.2 Предлагаемая конструкция фундамента для мостов грунтозасыпной конструкции

Для решения технической задачи и достижения указанного технического результата в монолитном фундаменте из железобетона, на который опираются опоры арочного моста, согласно изобретению, фундамент выполнен в форме выпуклого пятиугольника с тремя прямыми углами и двумя тупыми углами, при этом грань между тупыми углами образует наклонную поверхность, являющуюся подошвой фундамента, а опора установлена между двумя прямыми углами пятиугольника.

5.3.3 Описание конструкции фундамента (RU 2 830 449 C1 «Монолитный фундамент»)

На рисунке 5.21 представлен общий вид монолитного фундамента с наклонной подошвой – 1 перпендикулярной оси арочного пролетного строения – 2.

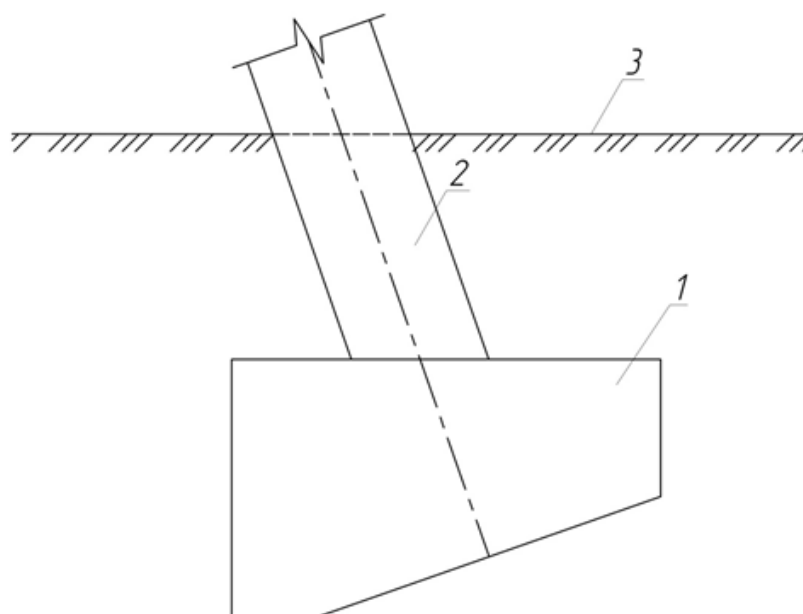


Рисунок 5.21 – Общий вид монолитного фундамента с наклонной подошвой.

1 – монолитный фундамент с наклонной подошвой; 2 – арочное пролетное строения; 3 – грунт обратной засыпки.

Сталефибробетонный фундамент на естественном основании 1 имеет вид пятиугольника, у которого три угла прямые, а два угла тупые. Сторона между тупыми углами наклонена и выполняет роль подошвы фундамента. На ровном участке между прямыми углами расположен узел крепления арочного пролетного строения 2. Фундамент принимает на себя нагрузку от опор арочного моста и распределяет ее на грунт – основание. Наклонная часть является инновационной частью монолитной конструкции. Её угол зависит от типа грунта и направления действия реакции от арочного пролетного строения моста.

Вариативность угла наклона подошвы фундамента влечёт за собой изменение пропорций между вертикальной и горизонтальной проекциями

равнодействующей сил относительно плоскости основания. При увеличении нормальной составляющей (перпендикулярной наклонной поверхности) возрастает сила трения в контакте с грунтом, тогда как горизонтальная сдвигающая компонента, напротив, снижается. Модернизация классического прямоугольного фундамента (с четырьмя прямыми углами) в пятиугольную конфигурацию позволяет сформировать дополнительную наклонную грань, служащую подошвой. Данное решение обеспечивает повышение общей несущей способности разрабатываемого фундамента.

5.3.4 Заключение

Основные задачи, решаемые в данным изобретением:

- монолитная конструкция фундамента позволяет отказаться от транспортных расходов, связанных с перевозкой негабаритных грузов;
- применение сталефибробетона позволяет увеличить срок эксплуатации и уменьшить затраты на капитальный ремонт в процессе эксплуатации;
- наклон подошвы фундамента более эффективно распределяет напряжения в грунте и увеличивает несущую способность.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Сталефибробетонные грунтозасыпные мостовые конструкции – перспективное решение для транспортного строительства. Их возможно использовать как водопропускные трубы, путепроводы, тоннели, защитные галереи, а также автомобильные и железнодорожные мосты. Такие конструкции выгодны вдвойне: при возведении они нередко в несколько раз дешевле обычных балочных разрезных мостов, а в процессе эксплуатации в сложных коррозионных условиях требуют меньших затрат на обслуживание.

1. Исследования повреждений железобетонных водопропускных труб подтверждают: агрессивные среды являются главным негативным фактор сокращающим их срок службы. При отсутствии активной и пассивной гидроизоляций защиты срок эксплуатации сооружения уменьшается в несколько раз, одновременно повышается угроза обрушения.

Решением проблемы становится сталефибробетон. Он выгодно отличается от традиционного бетона многократно более высокими характеристиками (растяжение, срез, трещиностойкость, жаропрочность, вязкость, износостойкость). Благодаря этому его применение критически важно для конструкций, работающих в агрессивной среде или испытывающих циклические удары – в частности, для звеньев водопропускных труб и арок мостов грунтозасыпной конструкции.

2. Разработанная в рамках диссертационной работы технология управляемого армирования бетона металлическими фибрами с использованием электромагнитного поля в комбинации с вибрационным воздействием (патент RU 2 451 647 C1), при строительстве опытной модели позволит обеспечивать упорядоченную ориентацию дисперсных элементов по всему объёму материала, что особенно важно для производства и эксплуатации тонкостенных конструкций.

В результате применения предлагаемой технологии достигается:

- полное использование прочностных свойств металлических фибр;
- повышение эксплуатационных характеристик готового изделия;
- снижение расхода как фибры, так и самой бетонной смеси.

Кроме того, технология позволяет полностью отказаться от традиционной стержневой арматуры, что создаёт условия для автоматизации и роботизации производственных линий при изготовлении сталефибробетонных изделий.

3. Опираясь на математический аппарат полубезмоментной теории оболочек, разработанной В.З. Власовым, автору удалось вывести алгоритм расчёта, включающий систему расчётных уравнений, описывающих внутренние усилия в сталефибробетонных арочных конструкциях мостов грунтозасыпной конструкции. Принципиальная особенность и одновременно главное достоинство этих уравнений заключается в их исключительной простоте. В отличие от громоздкого и многоэтапного анализа с использованием пространственных конечноэлементных моделей, расчёт по предложенному алгоритму требует от инженера задания ограниченного набора исходных данных, количество которых не превышает десяти. Сам же вычислительный алгоритм сводится к последовательному применению всего трёх основных формул, что делает процедуру определения усилий понятной и легко проверяемой.

4. В четвёртой главе диссертации предложенные расчётные схемы прошли апробацию. Результаты показали, что наиболее достоверные данные обеспечивают пространственные модели, в которых грунт обратной засыпки рассматривается как нелинейно – деформируемое полубесконечное упругое тело, то есть с использованием решения задачи Буссинеска. Выведенные в результате исследования законы распределения напряжений в грунте и совместной работы грунта обратной засыпки и несущего элемента пролетного

строения могут быть использованы для создания пространственных расчетных схем в конечно-элементной постановке. Решением контактной задачи взаимодействия грунта обратной засыпки и несущего элемента пролетного строения является нелинейная работа конечного элемента «грунт обратной засыпки»:

- Передача сжимающих напряжений в соответствии с теорией нелинейно деформируемого полубесконечного упругого тела (задача Буссинеска).
- Передача растягивающих напряжений невозможна, ввиду отсутствия коэффициента сцепления у грунта обратной засыпки.
- Восприятие сжимающих напряжений на контакте грунт – пролётное строение через коэффициент Пуассона, выраженный коэффициентом постели.

5. В пятой главе диссертационной работы представлены сконструированные и запатентованные автором новые конструктивные формы грунтозасыпных мостов и водопропускных труб. В частности, в ней приведено описание трёх технических решений: конструкции грунтозасыпного сталефибробетонного моста (патент RU 2 638 218 C1 «Грунтозасыпной мост»), конструкции водопропускной трубы (патент RU 2 610 955 C2 «Водопропускное устройство») и конструкции монолитного фундамента для грунтозасыпных мостов (патент RU 2 830 449 C1 «Монолитный фундамент»).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Овчинников И.И., Наумова Г.А. Накопление повреждений в стержневых и пластинчатых армированных конструкциях, взаимодействующих с агрессивными средами. Волгогр. гос. архит. -строит.ун-т. Волгоград. Изд- во ВолгГАСУ. 2007. 272 с.
2. Овчинников И.И., Калиновский, М.И. Модель деформирования железобетонной водопропускной трубы при действии на нее произвольной нагрузки и агрессивной хлоридсодержащей среды //Дороги и мосты. Сборник статей ФГУП РосдорНИИ. М. 2009. - Вып. 22/2. - С. 186-200.
3. Овчинников И.И. Моделирование процесса появления коррозионных трещин в железобетонных элементах конструкций в условиях хлоридной агрессии// Региональная архитектура и строительство. 2011. №1 (10). Пенза. С. 72 - 79.
4. Пермикин А.С., Овчинников И.И., Осокин И.А. Расчетные схемы при моделировании поведения водопропускных труб с учетом реальных условий эксплуатации. // Материалы международной конференции «Сучасні методи проектування, будівництва та експлуатації систем водовідводу на автомобільних дорогах» (1 – 2 березня 2012 року). – Киев: НТУ, 2012. С.72-78
5. Курбатов Л.Г. Опыт применения сталефибробетона в инженерных сооружениях / Л.Г. Курбатов, М.Я. Хазанов, А.Н. Шустов. – Л.: ЛДНТП, 1982. – 28 с.
6. Евсеев Б.А. Высокопрочная фибра из стального листа с повышенной анкерующей способностью: Научно-технический симпозиум: Применение сталефибробетона в транспортном строительстве / Б.А. Евсеев, Г.А. Пикус, Ф.И. Вострецов. – М., 1998. – с.15
7. Проектирование сталефибробетонных конструкций/ Е.Ф. Лысенко, Г.В. Гетун. – К.: УКМ ВО, 1989. – 184 с.
8. Рабинович Ф.Н. Дисперсно-армированные бетоны/ Ф.Н. Рабинович. – М.: Стройиздат, 1989. – 176 с.

9. Курбатов Л.Г. Проектирование и изготовление сталефибробетонных конструкций: Обзорная информация / Л.Г. Курбатов. – М.: ЦНТИ по гражданскому строительству и архитектуре, вып.4., 1985. – 56 с.
10. Performance characteristics of fiber reinforced concretes with low fiber contents / V. Remakrishnan. e.a. - J. Amer. Concr. Instit., 1981, vol. 78, N 5, – p. 388-394
11. Чан Минь Дык Технология фибробетона в условиях Вьетнама: Автореф. дисс. ... канд. техн. наук / Чан Минь Дык. - Санкт-Петербург: ЛИСИ, 1992. – 16 с.
12. Пермикин А. С., Ионова Д.К. Удобоукладываемость сталефибробетона //Актуальные проблемы строительства и строительной индустрии : сборник материалов XIV Международной научно-технической конференции, 26-29 июня 2013 г., Тула / Тульский государственный университет – Тула: ТулГУ, 2013 с. 41-42.
13. Патент № 2638218 С Российская Федерация, МПК E01D 4/00, E01D 21/00. грунтозасыпной мост : № 2016135402 : заявл. 30.08.2016 : опубл. 12.12.2017 / А. С. Пермикин, Н. А. Мазуренко ; заявитель Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования "Уральский государственный университет путей сообщения" (УрГУПС). – EDN VXGBMA.
14. Патент № 2610955 С Российская Федерация, МПК E01F 5/00. водопропускное устройство : № 2015129626 : заявл. 17.07.2015 : опубл. 17.02.2017 / А. А. Архангельский, А. С. Пермикин ; заявитель Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования "Уральский государственный университет путей сообщения" (УрГУПС). – EDN XMJOMY.
15. State – of – the – art report on fiber reinforced concrete «ACI Journal», 1973, v. 70, N 11, p. 723 – 741.
16. Mikhail R., Joussef A. Studies on fibre reinforced Portland cement pasts. Surface area and pore structure. «Cement and concrete research», 1974, v. 4, N6, p.

869 – 880.

17. Пестряков А.Н., Овчинников И.Г., Горшков В.П. Пластины из фибробетона: эксперименты, модели деформирования, результаты расчета//СГТУ. – Саратов: СГТУ, 2004. – с. 9–11.
18. Матус Е.П., Безбородов Е.Г. Ориентация магнитным полем отрезков стальной проволоки в бетонных смесях // Труды НГАСУ. – Новосибирск: НГАСУ, 1999. – Вып. 3 (4) – с. 29–34.
19. Патент № 2451647 С1 Российская Федерация, МПК С04В 28/00. способ ориентации металлических дисперсно-армирующих элементов в бетоне : № 2010144271/03 : заявл. 28.10.2010 : опубл. 27.05.2012 / И. А. Осокин, А. С. Пермикин ; заявитель Государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования "Уральский государственный университет путей сообщения" (УрГУПС). – EDN MWMLYB.
20. Лисов В.М. Дорожные водопропускные трубы / В.М. Лисов. - М.: Информ.-изд центр "ТИМР", 1998. - 140 с.
21. Орлов В.О. Криогенное пучение тонкодисперсных грунтов / В.О. Орлов. - М.: Изд-во АН СССР, 1962. - 187 с.
22. Роман Л.Т. Пособие по определению физико-механических свойств промерзающих, мёрзлых и оттаивающих дисперсных грунтов / Роман Л.Т., Царапов М.Н и др. - М.: "КДУ", "Университетская книга", 2018. - 188 с.
23. Каган Г.Л. Разработки в области строительства сооружений на сезоннопромерзающих грунтах: монография / Г.Л. Каган, В.А. Шорин, А.Ю. Вельсовский. - Вологда: ВоГУ, 2016. - 184 с. EDN: WDSOYX
24. Шестернев Д.Д. Пучение грунтов в условиях глобального изменения климата / Д.Д. Шестернев // Теория и практика оценки состояния криосферы Земли и прогноз ее изменения: Материалы международной конференции. Т.1 / Тюмень: ТюмГНГУ, 2006. - С. 315-317.
25. Шестернев Д.М. Пучение крупнообломочных пород Читино-Ингодинской впадины в связи с потеплением климата / Д.М. Шестернев, Д.Д. Шестернев // Криосфера Земли. - 2007. - № 4. - С. 80-92. - URL:

item.asp?id=12795743 (дата обращения: 12.10.2020). EDN: KUAGDP

26. Taber S. Frost Heaving / S. Taber. 10.1086/623637 // The Journal of Geology. - 1929. - Т. 37, № 5. - С. 428-461. - URL:

<https://www.journals.uchicago.edu/doi/10.1086/623637> (дата обращения: 26.09.2020). DOI: 10.1086/623637//TheJournalofGeology.-1929

27. Miller R.D. Frost heaving in non-colloidal soils / R.D. Miller // Proceedings of the Third International Conference on Permafrost, 10-13 July 1978 / Эдмонтон, Альберта. Оттава, Онтарио: National Research Council of Canada, 1978. - С. 708-713.

28. Penner E. Fundamental Aspects of Frost Action / E. Penner // Frost Action in Soils. Int'l. Symp. Univ. of Lulea, Sweden, Vol. 2. / Лүлео: Univ. of Lulea, 1977. - С. 17-28.

29. Шве́ц В.Б. Элювиальные грунты как основания сооружений / В.Б. Шве́ц. - 2-е изд., перераб. и доп. - М.: Стройиздат, 1993. - 224 с.

30. Грязнов О.Н. Факторы инженерно-геологических условий города Екатеринбурга / О.Н. Грязнов, А.Н. Гуляев, Н.В. Рубан, И.А. Савинцев, С.А. Черкасов // Известия Уральского государственного горного университета. - 2015. - № 3. - С. 5-20. - URL: <item.asp?id=24246737> (дата обращения: 14.10.2020). EDN: UKPJOB ▼ Контекст

31. Добрынин А.О. Повышение эффективности свайных фундаментов, устраиваемых в пучинистых грунтах / А.О. Добрынин. 10.15862/09КО615 // Интернет-журнал "НАУКОВЕДЕНИЕ". - 2015. - Т. 7, № 6. - URL: <http://naukovedenie.ru/PDF/09КО615.pdf> (дата обращения: 26.09.2020). DOI: 10.15862/09КО615// ▼ Контекст

32. Свидерских А.В. Схема работы свай винтовых конусно-спиральных в условиях сезоннопромерзающего грунтового основания / А.В. Свидерских, И.В. Носков // Вестник Евразийской науки. - 2019. - № 3. - URL: <https://esj.today/PDF/53SAVN319.pdf> (дата обращения: 14.10.2020). EDN: DVCCWB ▼ Контекст

33. Huang X. Experimental Study on Anti-frost Jacking of Belled Pile in

- Seasonally Frozen Ground Regions / X. Huang, Y. Sheng. // Proceedings of China-Europe Conference on Geotechnical Engineering. Springer Series in Geomechanics and Geoengineering. / Под ред. Wu W., Yu Sh. Кам: Springer International Publishing, 2018. - С. 1368-1371. - URL: https://link.springer.com/chapter/10.1007%2F978-3-319-97115-5_102 (дата обращения: 15.10.2020). DOI: 10.1007/978-3-319-97115-5_102 ▼ Контекст
34. Domaschuk L. Frost heave resistance of pipe piles with expanded bases / L. Domaschuk // Proceedings of the Third International Offshore Mechanics and Arctic Engineering Symposium, presented at Energy-Sources Technology Conference & Exhibition, New Orleans, Louisiana, February 12-17, 1984. Vol. 3 / Под ред. Virgil J. Lunardini Нью-Йорк: American Society of Mechanical Engineers, 1984. - С. 58-63. ▼ Контекст
35. Пермикин А.С., Овчинников И.Г., Грицук А.И. Анализ напряженно-деформированного состояния фундаментов дорожно-транспортных сооружений на сезоннопромерзающих грунтах // Транспортные сооружения, 2020 №4, <https://t-s.today/PDF/03SATS420.pdf> (доступ свободный). Загл. с экрана. Яз. рус., англ. DOI: 10.15862/03SATS420.
36. Бабков В.В. Технологические возможности повышения ударной выносливости цементных бетонов // Строительные материалы. №10 / В.В. Бабков, В.Н. Мохов, М.Б. Давлетшин, А.В. Парфенов, А.Е. Чуйкин – М.:2003. – с. 19-20.
37. Демьянова В.С. Дисперсно-армированный сталефибробетон. №9 / В.С. Демьянова, В.И. Калашников, Г.Н. Казина, С.М. Саденко. – М.: 2006. – с. 54-55.
38. СП 35.13330.2011 Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84* (с Изменениями N 1, 2, 3)
39. Швец В.Б. Элювиальные грунты как основания сооружений. 2-е изд., перераб. и доп. М.: Стройиздат, 1993 – 224 с.
40. Лушников В.В. Оценка двух нормативных методов расчета осадок фундаментов // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. – 2016. – Т.7,

№4. – С. 15-30. DOI: 10.15593/2224-9826.4.02

41. Лушников, В. В. Об отличии коэффициента β в расчётах осадок фундаментов гидротехнических и общестроительных объектов / В. В. Лушников // Строительство и архитектура. – 2018. – Т. 6, № 1. – С. 16-21. – DOI 10.29039/article_5abc8d114bb6b4.57341834. – EDN YODDJR.

42. Alekhin, A. N. Method of determination of nonlinear soil model parameters from in-situ test data / A. N. Alekhin, V. L. Solomin, V. V. Lushnikov // Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development - Proceedings of the XVI European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ECSMGE 2015 : 16, Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development, Edinburgh, 13–17 сентября 2015 года. Vol. 6. – Edinburgh, 2015. – P. 2867-2872. – EDN WTWNFN.

43. Лушников В.В., Ярдяков А.С. Анализ расчетов осадок в нелинейной стадии работы грунта // Вестник ПНИПУ, Строительство и архитектура. №2. С.44-55, 2014.

44. Мангушев, Р. А. Прогноз технологической осадки здания в процессе вибропогружения шпунтовых свай в условиях большой толщи водонасыщенных глинистых грунтов / Р. А. Мангушев, В. М. Полунин // Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении : Материалы научно-технической конференции, Новочеркасск, 28–30 сентября 2022 года. – Новочеркасск: ООО "Лик", 2022. – С. 288-298. – EDN XRQNTH.

45. Мангушев, Р. А. О работе буронабивных свай вытеснения в условиях разнородных слабых водонасыщенных грунтов / Р. А. Мангушев, И. П. Дьяконов // Фундаментальные, поисковые и прикладные исследования РААСН по научному обеспечению развития архитектуры, градостроительства и строительной отрасли Российской Федерации в 2021 году : Сборник научных трудов РААСН / Российская академия архитектуры и строительных наук. Том 2. – Москва : Издательство АСВ, 2022. – С. 239-248. – EDN UJUUNX.

46. Мангушев Р.А., Д.А. Сапин. Учет жесткости конструкций «стена в грунте» на осадку соседних зданий. // Жилищное строительство №9, 2015, С.3-

7.

47. Мангушев Р.А. Геотехническое сопровождение строительства жилого здания с примыканием к соседним в центре Санкт-Петербурга // Жилищное строительство №9, 2011, С. 10-12.

48. Yingxu Huo, Sherif Mohsen Mohamed Hassan Goma, Tarek Zayed, Mohamed Meguid Review of analytical methods for stress and deformation analysis of buried water pipes considering pipe-soil interaction. 2467-9674/_ 2023 Tongji University. Publishing Services by Elsevier B.V. on behalf of KeAi Communications Co. Ltd. URL: <https://doi.org/10.1016/j.undsp.2023.02.017> (доступно 11.11.2023).

49. Spangler, M. G., & Shafer, G. (1938). The structural design of flexible pipe culverts. In Highway research board proceedings (Vol. 17, p. 235–239). URL: <https://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/hrbproceedings/17/17Pt1-014.pdf> (доступно 11.11.2023).

50. Marston E.A. The theory of External loads on closed conduits in the light of the latest experiments. Bulletin 96, Vol.28 – Iowa Engineering experiment station at Iowa state college, Ames, IA, 1930.

51. Schlick W.J. Loads on pipes in wide ditches. Bulletin 108 – Iowa engineering experiment station at Iowa State College, Ames, IA, 1932.

52. Spangler M.G. Soil engineering. 2nd ed. International textbook company, 1960.

53. Kevin L. Arp. A review of depth of cover tables for concrete and corrugated metal pipe for the Iowa Department of Transportation, 2016.

54. Heger F.J. Structural design method for precast reinforced concrete pipe. Transportation Research Record 878, Transportation Research Board, Washington, D.C., 1982.

55. Heger F.J., Liepins A.A., Selig E.T. SPIDA: An analysis and Design system for buried concrete pipe. Transportation Research Record 1008, Transportation Research Board, Washington, D.C., 1985.

56. 1. Овчинников И.Г., Овчинников И.И. Анализ причин аварий и

- повреждений транспортных сооружений// Транспортное строительство. М. 2010, №7. с.2-5.
57. Иванов А.В., Овчинников И.Г. Моделирование напряженно-деформированного состояния осесимметрично загруженной железобетонной цилиндрической оболочки в условиях хлоридной коррозии// Региональная архитектура и строительство. 2007 №1(2), с. 43 -52.
58. Овчинников И.И., Калиновский М.И. Модель деформирования железобетонной водопропускной трубы при действии на нее произвольной нагрузки и агрессивной хлоридсодержащей среды// Дороги и мосты. Сборник статей ФГУП РосдорНИИ. М. 2009. - вып. 22/2. - С. 186-200.
59. Калиновский М.И., Овчинников И.И. Напряженно деформированное состояние и долговечность прямоугольной железобетонной трубы при действии карбонизации и хлоридсодержащей среды // Строительные материалы. 2010. №10. С.15-17.
60. Овчинников И.И., Мигунов В.Н., Овчинников И.Г. Цилиндрический изгиб железобетонной пластины на упругом основании в условиях хлоридной агрессии// Жилищное строительство. 2012. №10. с. 6-8
61. Калиновский М.И., Овчинников И.И. Построение модели деформирования сталефибробетона в плоском напряженном состоянии применительно к расчету водопропускных дорожных труб // Транспортное строительство. 2009. №6. С.28-30.
62. Петрова Е.Н.. Проектирование и строительство транспортных сооружений из металлических гофрированных элементов. : учеб.пособие / Е.Н. Петрова. – М. : МАДИ, 2012. – 56 с.
63. Лебедева Т.Б., Селина Т.Л., Беляев В.С. и др. Практика применения металлических гофрированных конструкций в хабаровском филиале ОАО «ГИПРОДОРНИИ»: сб. науч. тр. / Вопросы проектирования и строительства автомобильных дорог: опыт и инновации. Екатеринбург, 2010. №1. С. 162-175.
64. Осокин И.А., Пермикин А.С. О проблемах эксплуатации гофрированных водопропускных труб под насыпями автомобильных и железных дорог

уральского региона: Материалы международной конференции «Сучасні методи проектування, будівництва та експлуатації систем водовідводу на автомобільних дорогах» (1 – 2 березня 2012 року). – Киев: НТУ, 2012

65. ОДМ 218.2.001-2009. «Рекомендации по проектированию и строительству водопропускных сооружений из металлических гофрированных структур на автомобильных дорогах общего пользования с учетом региональных условий (дорожно-климатических зон)». - Введ. 2009-06-21. - М. : Изд-во стандартов, 2009. - 201 с.

66. И.А. Осокин. Применение теории оболочек вращения к расчету гофрированных водопропускных труб. Интернет-журнал «Науковедение». 2013 №2(15) [Электронный ресурс]. М-2013.- Режим доступа: <http://naukovedenie.ru/PDF/40tvn213.pdf>, свободный – Загл. с экрана.

67. Овчинников И.И., Калиновский М.И. Применение полубезмоментной теории В.З. Власова к расчету круглых фибробетонных труб// Разработка современных технологий и материалов для обеспечения энергосбережения, надежности и безопасности объектов архитектурно-строительного и дорожного комплекса. Сборник научных трудов по материалам Международного научно-практического симпозиума «Социально-экономические проблемы жилищного строительства и пути их решения в период выхода из кризиса». Саратов. 2009.с. 227 -232.

68. Власов В.З. Тонкостенные пространственные системы / В.З. Власов. – М.: Госстройиздат. 1958 . – 502 с.

69. Овчинников, И. Г. Применение теории полубезмоментных оболочек В.З. Власова к расчету фибробетонных арочных конструкций и труб / И. Г. Овчинников, А. С. Пермикин // Интернет-журнал Науковедение. – 2015. – Т. 7, № 6(31). – С. 145. – DOI 10.15862/05KO615. – EDN VOBHSN.

70. Сафронов, В.С. Натурные статические испытания грунтозасыпного автодорожного моста со сводчатым пролетным строением из монолитного железобетона / В.С. Сафронов, В.В. Зазвонов // Строительная механика и конструкции. - 2010. - № 1. - С. 31-40. - URL: item.asp?id=15722654. (дата

обращения: 02.02.2024). EDN: NGBNQP

71. Овчинников, И.Г. Применение теории полубезмоментных оболочек В.З. Власова к расчету фибробетонных арочных конструкций и труб / И.Г. Овчинников, А.С. Пермикин. 10.15862/05KO615 //Интернет-журнал Наукоеведение. - 2019. - Т 7. - № 6. - С. 05KO615. - URL: <https://naukovedenie.ru/PDF/05KO615.pdf>. (дата обращения: 02.02.2024). DOI: 10.15862/05KO615// EDN: VOBHSN

72. Основания, фундаменты и подземные сооружения / М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов и др. - под ред. ред. Е.А. Сорочана, Ю.Г. Трофименкова. - Москва: Стройиздат, 1985. - 479 с. - URL: <https://search.rsl.ru/ru/record/01001286255> (дата обращения: 02.02.2024). EDN: WBHEMX

73. Shamshina, K.V. Influence of corrosion longitudinal cracks on rigidity and strength of reinforced concrete structures / K.V. Shamshina, V.N. Migunov, I.G. Ovchinnikov. [https://www. //IOP Conference Series: Materials Science and Engineering](https://www.iopscience.iop.org/article/). - 2018. - Т 451. - С. 12058. - URL: <https://iopscience.iop.org/article/>. (дата обращения: 02.02.2024). DOI: 10.1088/1757-899X/451/1/012058 EDN: IZDWUR

74. Gricuk, A.I. Calculation of soil pressure on culverts according to Russian and foreign standards / A.I. Gricuk, A.S. Permikin, I.G. Ovchinnikov, A.S. Demidov. //AIP Conference Proceedings. - 2021. - Т 2389. - № 1. - С. 60003. - URL: <https://pubs.aip.org/aip/acp/article-abstract/2389/1/060003/756658/Calculation-of-soil-pressure-on-culverts-according?redirectedFrom=fulltext>. (дата обращения: 02.02.2024). DOI: 10.1063/5.0063651 EDN: WQBBJS

75. Spangler, M.G. Soil engineering. 2d ed. / M.G. Spangler. - Скрэнтон: International textbook company, 1960. - 483 с. - URL: https://openlibrary.org/books/OL5796790M/Soil_engineering. (дата обращения: 02.02.2024).

76. Heger, F.J. Structural Design Method for Precast Reinforced-Concrete Pipe / F.J. Heger // Transportation Research Board. - 1982. - Т 878. - С. 93-100. - URL:

<https://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/trr/1982/878/878-013.pdf>. (дата обращения: 02.02.2024).

77. Пермикин, А.С. Анализ напряженно-деформированного состояния фундаментов дорожно-транспортных сооружений на сезоннопромерзающих грунтах / А.С. Пермикин, И.Г. Овчинников, А.И. Грицук. //Транспортные сооружения. - 2020. - Т 7. - № 4. - С. 03SATS420. - URL: <https://t-s.today/03sats420.html>. (дата обращения: 23.02.2024). DOI: 10.15862/03SATS420 EDN: ХСТОJC

78. Пермикин, А.С. Влияние геометрических параметров фибр на приготовление и удобоукладываемость сталефибробетона / А.С. Пермикин, И.Г. Овчинников // Бетон и железобетон в Украине. - 2012. - 6. - С. 34-36.

79. Добрынин, А.О. Повышение эффективности свайных фундаментов, устраиваемых в пучинистых грунтах / А.О. Добрынин. 10.15862/09КО615 //Интернет-журнал Науковедение. - 2015. - Т 7. - № 6. - С. 09КО615. - URL: <https://naukovedenie.ru/PDF/09КО615.pdf>. (дата обращения: 23.02.2024). DOI: 10.15862/09КО615// EDN: VOBHRT

80. Arp, K.L. A Review of Depth of Cover Tables for Concrete and Corrugated Metal Pipe for the Iowa Department of Transportation / K.L. Arp. - Эймс: Iowa Highway Research Board, 2016. - 45 с. - URL: <https://rosap.nrl.bts.gov/view/dot/66989> (дата обращения: 23.02.2024).

81. Erdogmus, E. Recommendations for Design of Reinforced Concrete Pipe / E. Erdogmus, B.N. Skourup, M. Tadros. //Journal of Pipeline Systems Engineering and Practice. - 2010. - Т 1. - № 1. - С. 25-32. - URL: <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29PS.1949-1204.0000039>. (дата обращения: 23.02.2024). DOI: 10.1061/(ASCE)PS.1949-1204.0000039

82. Хан Х. Теория упругости. Основы линейной теории и ее применения / Х. Хан. - перевод с немецкого Е.А. Когана под редакцией Э.И. Григолюка. - Москва: Мир, 1988. - 343 с. - URL: <https://search.rsl.ru/ru/record/01001413207> (дата обращения: 23.02.2024).

83. Пермикин, А.С. Анализ методики расчета предельных деформаций

поперечного сечения на примере эксплуатации гофрированных водопропускных труб уральского региона / А.С. Пермикин, И.А. Осокин // Дороги и мосты. Сборник статей ФГУП РосдорНИИ. - 2011. - 30/2. - С. 224-23.

84. Рубин, О.Д. Особенности математического конечно-элементного моделирования систем "Строящееся бетонное сооружение - нескальное основание" / О.Д. Рубин, П.В. Шестопалов // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. - 2016. - № 2. - С. 63-67. - URL: item.asp?id=25515216. (дата обращения: 23.02.2024). EDN: VMJCAP

85. Volkov, N. V., Permikin, A. S., 2019. Analytical calculation of a backfill bridge. Perspective, No. 2., pp. 4-18. Volkov, N. V., Permikin, A. S., 2019. Analytical calculation of a backfill bridge. Perspective, No. 2., pp. 4-18.

86. Цытович Н.А. Механика мёрзлых грунтов. Учебн. пособие. М.: «Высш. школа», 1973. – 448с.

87. Роман Л.Т., Царапов М.Н. и др. Пособие по определению физико-механических свойств промерзающих, мёрзлых и оттаивающих дисперсных грунтов. М.: «КДУ», «Университетская книга», 2018. – 188с.

88. Каган, Г.Л. Разработки в области строительства сооружений на сезоннопромерзающих грунтах: монография / Г.Л. Каган, В.А. Шорин, А.Ю. Вельсовский. – Вологда: ВоГУ, 2016. – 184с.

89. Шестернев Д.Д. Пучение грунтов в условиях глобального изменения климата//Теория и практика оценки состояния криосферы Земли и прогноз ее изменения: Материалы международной конференции. Т.1. -Тюмень: ТюмГНГУ, 2006. – 317с.

90. Шестернев Д.М., Шестернев Д.Д. Пучение крупнообломочных пород Читино-Ингодинской впадины в связи с потеплением климата// Криосфера Земли, 2007, т. XI, №4, с.80-92.

91. Taber, S. Frost Heaving. J. of Geol., Vol. 37, No. 1. 1929 – pp.428-461.

92. Miller, R.D. Frost Heaving in Non-Colloidal Soils. 3rd Int'l. Conf. on Permafrost, Edmonton, Alberta, Canada. 1978 – pp.707-713.

93. Penner, E. Fundamental Aspects of Frost Action. Frost Action in Soils. Int'1. Symp. Univ. of Lulea, Sweden, Vol. 2.1977 – pp.17-28.
94. Швец В.Б. Элювиальные грунты как основания сооружений. 2-е изд., перераб. и доп. М.: Стройиздат, 1993. – 224 с.
95. Грязнов О.Н., Гуляев А.Н., Рубан Н.В., Савинцев И.А., Черкасов С.А. Факторы инженерно-геологических условий города Екатеринбурга, 2015. – 20с.
96. Добрынин А.О. Повышение эффективности свайных фундаментов, устраиваемых в пучинистых грунтах //Интернет-журнал «НАУКОВЕДЕНИЕ» Том 7, №6 (2015) <http://naukovedenie.ru/PDF/09KO615.pdf> (доступ свободный). Загл. с экрана. Яз. рус., англ. DOI: 10.15862/09KO615
97. Пономарёв, А.Б. Взаимодействие полых конических свай с окружающим грунтом: автореф. дис. ... канд. техн. наук. – Пермь, 1991. – С. 16
98. Huang, X. Experimental study on anti-frost jacking of belled pile in seasonally frozen ground regions. Springer Series in Geomechanics and Geoengineering (216849) / X. Huang, Y. Sheng. – 2018. – P. 1368–1371.
99. Domaschuk, L. Frost heave resistance of pipe piles with expanded bases / L. Domaschuk // Proceedings of the International Offshore Mechanics and Arctic Engineering Symposium. – 1984. – 3. – P. 58–63.
100. Heave-proof Arctic piling: пат. US3703812 A United States, МПК E02D 5/44, E02D 5/22 / R. George; № 93764; Newton, Tulsa, Okla; Amoco Production Company. заявл. 13.11.1970; опубл. 28.11.1972.
101. Волков И. В. Фибробетон - состояние и перспективы применения в строительных конструкциях // Строительные материалы оборудование технологии XXI века. 2004. №5. С.24-25.
102. Герсеванов, М. Н. Основы динамики грунтовой массы / М. Н. Герсеванов.-М.: ОНТИ, 1937. - 242 с.
103. Гнедовский, В. Н. Трубы под железнодорожными насыпями / В. Н. Гнедов-ский. - М.: Трансжелдориздат, 1938. - 267 с.

104. Даушвили, А. П. Расчет тоннельных обделок в матричной форме / А. П. Даушвили. - М.: Транспорт, 1972. - 120 с.
105. Малышев, М. А. Продольные деформации водопропускных труб под насыпями / М. А. Малышев // Трансп. строительство. - 1968. - №11. - С. 43 - 44.
106. Fanning, P. J., Boothby, T. E. Three-dimensional modelling and full - scale testing of stone arch bridges, Computers and Structures, Vol. 79, No 29-30, pp. 26452662, 2001.
107. Joseph, Paul G. (2012). Physical Basis and Validation of a Constitutive Model for Soil Shear Derived from Micro-Structural Changes. International Journal of Geomechanics 13 (4): 365-383.
108. Сафронов, В. С. Влияние деформационных характеристик песчаной засыпки на напряженно-деформированное состояние грунтозасыпных мостов / В. С. Сафронов, В. В. Зазвонов // Строительная механика и конструкции. - Воронеж, 2010, - Вып.№1 - С 16 - 20.
109. Сафронов, В. С. Влияние температурных воздействий на напряженно - деформированное состояние бесшарнирных сводчатых пролетных строений грунтозасыпных мостов / В. С. Сафронов, В. В. Зазвонов // Научный вестник Воронежского государственного архитектурно-строительного университета. Сер. Строительство и архитектура. - Воронеж, 2011. - Вып. 1(21) - С.107 - 116.
110. Сафронов, В. С. Расчетно-экспериментальное исследование напряженно-деформированного состояния железобетонного свода грунтозасыпного автодорожного моста / В. С. Сафронов, В. В. Зазвонов // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. - Москва, 2011. - Вып. №2 - С.49 - 55.
111. Сафронов, В. С. Влияние деформативности опорных закреплений на напряженно-деформированное состояние сводчатых пролётных строений грунтозасыпных мостов / В. С. Сафронов, В. В. Зазвонов // Строительная механика и конструкции. - Воронеж, 2011. - Вып. №1(2) - С.57 - 66.
112. Сафронов, В. С. Динамический анализ НДС в грунтозасыпных мостах с

железобетонными сводчатыми пролетными строениями при землетрясении / В. С. Сафронов, В. В. Зазвонов // Научно-технический журнал. Вестник МГСУ. -Москва, 2011. - Вып. №7 - С. 564 - 569.

113. Сафронов, В. С. Арочные железобетонные грунтозасыпные сооружения на автомобильных дорогах РФ. Конструктивная особенность, перспективы применения, расчетный анализ / В. С. Сафронов, В. В. Зазвонов // Материалы Международной научно-практической конференции, посвященной 90-летию БНТУ, Перспективные направления проектирования, строительства и эксплуатации дорог, мостов и подземных сооружений, часть 1, БНТУ.- Минск, 2010 - С.361-367.

114. Улицкий, Б. Е. Пространственные расчеты мостов / Б. Е. Улицкий, А. А. Потапкин и др. - М. : издательство «Транспорт», 1967. - 405 с.

РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ

**ПАТЕНТ**

НА ИЗОБРЕТЕНИЕ

№ 2451647

**СПОСОБ ОРИЕНТАЦИИ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ
ДИСПЕРСНО-АРМИРУЮЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ В БЕТОНЕ**

Патентообладатель(ли): *Государственное образовательное
учреждение высшего профессионального образования
"Уральский государственный университет путей сообщения"*
(УрГУПС) (RU)

Автор(ы): *см. на обороте*

Заявка № 2010144271

Приоритет изобретения **28 октября 2010 г.**

Зарегистрировано в Государственном реестре
изобретений Российской Федерации **27 мая 2012 г.**

Срок действия патента истекает **28 октября 2030 г.**

Руководитель Федеральной службы
по интеллектуальной собственности

Б.П. Симонов



РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ



ПАТЕНТ

НА ИЗОБРЕТЕНИЕ

№ 2567253

АРОЧНЫЙ МОСТ

Патентообладатель(ли): *Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования "Уральский государственный университет путей сообщения" (УрГУПС) (RU)*

Автор(ы): *см. на обороте*

Заявка № 2014122993

Приоритет изобретения **05 июня 2014 г.**

Зарегистрировано в Государственном реестре изобретений Российской Федерации **06 октября 2015 г.**

Срок действия патента истекает **05 июня 2034 г.**

*Руководитель Федеральной службы
по интеллектуальной собственности*

 **Г.П. Ивлиев**



РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ



ПАТЕНТ

НА ИЗОБРЕТЕНИЕ

№ 2610955

ВОДОПРОПУСКНОЕ УСТРОЙСТВО

Патентообладатель: *Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования "Уральский государственный университет путей сообщения" (УрГУПС) (RU)*

Авторы: *Архангельский Алексей Анатольевич (RU),
Пермикин Анатолий Сергеевич (RU)*

Заявка № 2015129626

Приоритет изобретения 17 июля 2015 г.

Дата государственной регистрации в
Государственном реестре изобретений
Российской Федерации 17 февраля 2017 г.Срок действия исключительного права
на изобретение истекает 17 июля 2035 г.

Руководитель Федеральной службы
по интеллектуальной собственности

Г.П. Ивлиев



РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ

**ПАТЕНТ**

НА ИЗОБРЕТЕНИЕ

№ 2638218

ГРУНТОЗАСЫПНОЙ МОСТ

Патентообладатель: *Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования "Уральский государственный университет путей сообщения" (УрГУПС) (RU)*

Авторы: *Пермикин Анатолий Сергеевич (RU),
Мазуренко Николай Александрович (RU)*

Заявка № 2016135402

Приоритет изобретения 30 августа 2016 г.

Дата государственной регистрации в

Государственном реестре изобретений

Российской Федерации 12 декабря 2017 г.

Срок действия исключительного права

на изобретение истекает 30 августа 2036 г.

Руководитель Федеральной службы
по интеллектуальной собственности

Г.П. Ивлиев



РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ

**ПАТЕНТ**

НА ИЗОБРЕТЕНИЕ

№ 2830449**МОНОЛИТНЫЙ ФУНДАМЕНТ**

Патентообладатель: *Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования "Уральский государственный университет путей сообщения" (RU)*

Авторы: *Зеленин Владлен Евгеньевич (RU), Пермикин Анатолий Сергеевич (RU), Кузнецов Алексей Сергеевич (RU), Демидов Александр Станиславович (RU)*

Заявка № **2023133656**Приоритет изобретения **12 декабря 2023 г.**Дата государственной регистрации
в Государственном реестре изобретений
Российской Федерации **19 ноября 2024 г.**Срок действия исключительного права
на изобретение истекает **12 декабря 2043 г.**

Руководитель Федеральной службы
по интеллектуальной собственности

Ю.С. Зубов



Общество с ограниченной ответственностью «ДорСтандартПроект»



620062, г. Екатеринбург,
ул. Чебышева 6, офис 323
E-mail: dsp96@yandex.ru
www.dsp96.ru

ИНН 6686041351
КПП 668601001
ОГРН 1146686001990

от 01.04.2026 № 53

СПРАВКА

о внедрении результатов диссертационной работы Пермикина А.С.
«Совершенствование методов расчета и конструктивных форм грунтозасыпных искусственных сооружений из сталефибробетона» по научной специальности 2.1.8.
Проектирование и строительство дорог, метрополитенов, аэродромов, мостов и транспортных тоннелей

Методика определения напряжений в грунте обратной засыпки от подвижных нагрузок АК и НК на основе задачи Буссинеска, разработанная в диссертационной работе Пермикина Анатолия Сергеевича принята к использованию в компании ООО «ДорСтандартПроект».

Рассмотренные в диссертации вопросы:

- Влияния геометрических параметров фибр на приготовление и удобоукладываемость сталефибробетонных смесей;
- Влияния пространственного положения фибр на прочность тонкостенных сталефибробетонных конструкций;
- учет динамического коэффициента $1+\mu$ на водопропускные трубы под автомобильными дорогами

позволяют более эффективно использовать потенциал сталефибробетонных конструкций в дорожном строительстве.

Директор



Д.Н. Шаламов

ФЕДЕРАЛЬНОЕ АГЕНТСТВО
ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ТРАНСПОРТА

Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования

**«Уральский государственный
университет путей сообщения»
(УрГУПС)**

Колмогорова ул., д.66, г. Екатеринбург, 620034

Тел/факс: (343) 221-24-44, 358-20-26

E-mail: rector@usurt.ru

<http://www.usurt.ru>

ОКПО 01116035, ОГРН 1026602950065

ИНН/ КПП 6659014366/665901001

№ _____

на № _____ от _____



УТВЕРЖДАЮ
Проректор по научной работе

С. В. Бушуев

Акт

о внедрении результатов диссертационного исследования Пермикина А. С. в учебный процесс

Настоящим актом подтверждается, что результаты диссертационной работы соискателя кафедры «Мосты и транспортные тоннели» Пермикина Анатолия Сергеевича «Совершенствование методов расчета и конструктивных форм грунтозасыпных искусственных сооружений из сталефибробетона», внедрены в учебном процессе УрГУПС и используются при чтении лекционных курсов и проведении лабораторно-практических занятий по дисциплинам «Проектирование мостов и труб», «Способы сооружения тоннелей», «Тоннели на транспортных магистралях», «Моделирование и расчет мостов на сейсмические нагрузки» закрепленным за кафедрой «Мосты и транспортные тоннели» строительного факультета ФГБОУ ВО Уральского государственного университета путей сообщения (ФГБОУ ВО УрГУПС) для обучающихся специальности 23.05.06 Строительство железных дорог, мостов и транспортных тоннелей, специализации «Мосты».

И.о. декана строительного факультета,
к.т.н, доцент

Гилёв Л. Б.

ООО «БРИДЖ»

620908 г. Екатеринбург, п. Шувакиш, ул. Пышминская, д.100, пом. 206А
ИНН 6670317195 КПП 667801001
тел. 8 (343) 376-11-88, e-mail: bridge_ekb@mail.ru

АКТ

об использовании результатов
кандидатской диссертационной работы
Пермикина Анатолия Сергеевича

Представленные в диссертационной работе «Совершенствование методов расчета и конструктивных форм грунтозасыпных искусственных сооружений из сталефибробетона», методики моделирования распределения напряжений в грунте на основе задачи Буссинеска, а также методика расчета сталефибробетонных грунтозасыпных мостов, основанная на теории полубезмоментных оболочек В.З. Власова позволяют повысить качество и надежность расчетов при проектировании заглубленных сооружений.

Конструктивные решения и патенты, представленные в диссертационной работе такие как: конструкция водопропускной трубы из сборных сталефибробетонных блоков (RU 2 610 955 C2 «Водопропускное устройство»), конструкция грунтозасыпного сталефибробетонного моста из сборных блоков (RU 2 638 218 C1 «Грунтозасыпной мост»), конструкция фундамента для грунтозасыпных мостов (RU 2 830 449 C1 «Монолитный фундамент») используются в операционной деятельности компании ООО «Бридж».

Директор ООО «Бридж»



В.К. Новиков