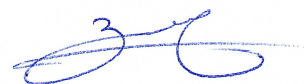


ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ  
ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ  
«Сибирский государственный университет путей сообщения» (СГУПС)

*На правах рукописи*



**ЗАСУХИН Илья Витальевич**

**ПРОСТРАНСТВЕННЫЙ РАСЧЕТ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ПРОЛЕТНЫХ  
СТРОЕНИЙ С УЧЕТОМ МЕСТНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ПЛИТЫ  
БАЛЛАСТНОГО КОРЫТА**

Специальность 2.1.8 – «Проектирование и строительство дорог,  
метрополитенов, аэродромов, мостов и транспортных тоннелей»  
(технические науки)

Диссертация на соискание ученой степени  
кандидата технических наук

Научный руководитель:  
кандидат технических наук, доцент  
Соловьев Леонид Юрьевич

Новосибирск – 2022

## ОГЛАВЛЕНИЕ

|   |    |
|---|----|
| ВВЕДЕНИЕ.....   | 5  |
| 1 МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ ПРОЛЕТНЫЕ СТРОЕНИЯ С ЕЗДОЙ НА БАЛЛАСТЕ.....   | 12 |
| 1.1 Характеристика конструкций пролетных строений .....   | 12 |
| 1.1.1 Сталежелезобетонные пролетные строения.....   | 12 |
| 1.1.2 Пролетные строения с ортотропной плитой балластного корыта.....   | 17 |
| 1.1.3 Конструкция пути на пролетных строениях .....   | 19 |
| 1.2 Распределение усилий от элементов верхнего строения пути на элементы пролетного строения.....                                   | 21 |
| 1.2.1 Временная нагрузка от подвижного состава при местной работе.....  | 21 |
| 1.2.2 Давление под нижней постелью шпалы .....  | 24 |
| 1.2.3 Теоретические исследования распределения вертикального давления по высоте балластного слоя .....                              | 28 |
| 1.2.4 Экспериментальные исследования распределения вертикального давления по плите балластного корыта.....                          | 30 |
| 1.3 Особенности пространственной работы пролетных строений, установленных в кривых участках пути.....                               | 32 |
| 1.3.1 Распределение нагрузки от подвижного состава между балками пролетного строения.....   | 32 |
| 1.3.2 Применение теории тонкостенных стержней для пролетных строений.....   | 35 |
| 1.3.3 Способы определения усилий в тонкостенных стержнях при действии поперечных нагрузок.....                                      | 36 |
| 1.4 Временная подвижная нагрузка при расчете элементов железнодорожных пролетных строений.....                                      | 38 |
| 1.5 Цель и задачи исследования .....  | 40 |
| 2 ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ГЛАВНЫХ БАЛОК МЕТАЛЛИЧЕСКОГО ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ .....                          | 44 |
| 2.1 Расчетная схема к определению внутренних усилий в главных балках пролетного строения, расположенного в кривом участке пути..... | 44 |
| 2.2 Определение геометрических характеристик тонкостенного стержня .....  | 47 |
| 2.3 Аналитический подход к определению усилий в главных балках пролетного строения .....  | 56 |

|       |  |     |
|-------|--|-----|
| 2.4   | Дискретный подход к определению усилий в главных балках пролетного строения .....  | 60  |
| 2.5   | Сравнение континуального и дискретного подходов к определению усилий в главных балках пролетного строения .....                              | 63  |
| 2.6   | Учет дефектов пролетного строения .....  | 68  |
| 2.7   | Компоненты напряженного состояния элементов пролетного строения ...  | 69  |
| 2.8   | Технико-экономическое обоснование рационального подбора поперечного сечения пролетного строения .....  | 74  |
| 2.9   | Выводы по разделу .....  | 82  |
| 3     | ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ ПЛИТЫ БАЛЛАСТНОГО КОРЫТА МЕТАЛЛИЧЕСКОГО ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ .....                | 84  |
| 3.1   | Определение вертикального давления в зоне контакта «шпала-балласт».....  | 84  |
| 3.2   | Построение эпюры вертикального давления по поверхности сечения плиты балластного корыта.....   | 89  |
| 3.3   | Численное моделирование совместной работы верхнего строения пути и плиты балластного корыта .....  | 97  |
| 3.4   | Теоретическое исследование влияния различных факторов на характер распределения давления по плите балластного корыта.....                    | 108 |
| 3.4.1 | Влияние прогиба плиты балластного корыта на жесткость подрельсового основания.....   | 108 |
| 3.4.2 | Учет неравномерного характера подбивки шпал .....  | 111 |
| 3.4.3 | Изменение ординат эпюры вертикального давления при выходе ее на борт балластного корыта.....   | 112 |
| 3.5   | Определения внутренних усилий в элементах балластного корыта.....  | 114 |
| 3.5.1 | Алгоритм определения внутренних усилий в элементах плиты балластного корыта.....   | 117 |
| 3.5.2 | Рекомендации по составлению расчетной схемы пролетного строения для определения внутренних усилий в элементах плиты балластного корыта ....  | 118 |
| 3.6   | Выводы по разделу .....  | 121 |
| 4     | ВАЛИДАЦИЯ МЕТОДИКИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ МЕТАЛЛИЧЕСКОГО ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ И РЕЗУЛЬТАТОВ НАТУРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ..... | 123 |
| 4.1   | Общие сведения по обследованию и испытанию пролетных строений ...  | 123 |

|  |     |
|--|-----|
| 4.1.1 Краткие сведения о сооружениях.....  | 123 |
| 4.1.2 Проведение работ по обследованию.....  | 124 |
| 4.1.3 Методика проведения испытаний .....  | 126 |
| 4.2 Испытания металлического пролетного строения с ортотропным<br>металлическим балластным корытом ..... | 128 |
| 4.2.1 Определение усилий в контролируемых точках от общих деформаций<br>пролетного строения.....         | 131 |
| 4.2.2 Определение усилий в контролируемых точках от местных деформаций<br>плиты балластного корыта.....  | 133 |
| 4.3 Испытание сталежелезобетонного пролетного строения.....  | 139 |
| 4.4 Выводы по разделу .....  | 145 |
| ЗАКЛЮЧЕНИЕ .....   | 147 |
| СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....   | 149 |
| ПРИЛОЖЕНИЕ А .....   | 163 |

## ВВЕДЕНИЕ

**Актуальность темы исследования.** Совершенствование транспортной инфраструктуры и повышение эффективности ее функционирования являются необходимыми условиями развития экономики Российской Федерации. В соответствии с долгосрочной программой развития ОАО «РЖД», утвержденной распоряжением Правительства РФ от 19.03.2019 № 466-р [29] «предусмотрено увеличение провозной способности Байкало-Амурской и Транссибирской железнодорожных магистралей до 180 млн. тонн к 2024 году». Эти магистрали отличаются сложным рельефом и конфигурация трасс, вследствие чего многие мосты на них расположены в кривых участках пути малых радиусов. Для перекрытия пролетов на таких сооружениях применены сталежелезобетонные пролетные строения (более 1000 штук), которые представляют собой металлические главные балки, объединенные с железобетонными плитами балластного корыта в совместную работу, что в целом является удачным решением для подобных условий. Однако расположение в кривых приводит к ярко выраженному пространственному характеру работы таких конструкций с изменяющимся по длине пролета приложением (эксцентриситетом) внешних поездных нагрузок относительно оси конструкции, но до настоящего момента оценка грузоподъемности эксплуатируемых сооружений в кривых выполнялась по временным методикам. Пространственная работа в них учитывалась приближенно и без достаточного математического обоснования.

Помимо эксплуатации существующих мостов, Восточные и Северо-Восточные регионы страны являются перспективной зоной для крупного строительства новых железнодорожных линий. Эти районы также отличаются сложным рельефом и отсутствием развитой транспортной инфраструктуры, необходимой для доставки строительных грузов в больших объемах. Поэтому при сооружении мостов целесообразно применение относительно легких металлических пролетных строений с ездой на балласте, в том числе – по ортотропной плите балластного корыта.

В этой связи совершенствование методов расчета определения напряженно-деформированного состояния подобных конструкций при расчете грузоподъемности и проектировании с целью более полного использования материала и в конечном итоге снижению металлоемкости при обеспечении эксплуатационной надежности является актуальной задачей.

**Степень разработанности проблемы.** Научные аспекты работы были сформированы на основе изучения трудов отечественных и зарубежных ученых высших учебных заведений, ведущих научно-исследовательских институтов и проектных организаций.

Исследованию работы элементов металлических и сталежелезобетонных пролетных строений посвящены труды И. Ю. Белуцкого [1 – 4], С. А. Бокарева [7 – 12], С. Р. Владимирского [18], Е. Е. Гибшмана [26], П. П. Ефимова [31], В. М. Картопольцева [44 – 48], А. А. Кобенко [50], Ю. Г. Козьмин [51; 52], В. В. Кондратова [53 – 55], М. М. Корнеева [56], И. Г. Овчинников [58 – 60; 99], А. С. Платонова [61 – 63], А. А. Потапкина [66; 67; 97], А. А. Ращепкина [70], Л. Ю. Соловьева [12; 88 – 94], Н. Н. Стрелецкого [96], М. А. Телегина [99 – 100], Б.Е. Улицкий [97], В. А. Уткина [103 – 104], С. В. Чижова [107 – 109] и др.

Совершенствованием методов расчета пространственных конструкций из тонкостенных металлических стержней занимались В. З. Власов [20], Я. Брудка [15], М. А. Гуркова [27], В. А. Рыбаков [80; 81], В. И. Сливкер [84], С. П. Тимошенко [95], А. А. Уманский [98] и др.

Проблеме передачи давления от поездной нагрузки с рельсошпальной решетки на земляное полотно посвящены работы Е. М. Бромберга [14], М.Ф. Вериги [19], М. А. Чернышева [106], Г.М. Шахунянца [110] и др.

Исследованием распределения усилий от временной нагрузки на балластное корыто через балластный слой занимались как отечественные ученые: С. А. Бокарев [5; 6], Г. М. Власов [21 – 25], С. В. Ефимов [32; 33], А. С. Платонов [64], А. Н. Яшнов [21 – 25; 111], так и зарубежные: С. Bonifacio (Португалия) [112], Ph. Van Bagaert и W. De Corte (Бельгия) [113], В. Indraratna (Австралия) [115], О. Mirza (Австралия) [118], А. S. J. Suiker. (Нидерланды) [120].

**Объектом исследования** являются сплошностенчатые однопутные разрезные балочные пролетные строения железнодорожных мостов с балластным корытом, включенным в работу металлических главных балок, расположенные на прямых и кривых участках пути.

**Предметом исследования** является напряженно-деформированное состояние элементов сплошностенчатых разрезных балочных пролетных строений железнодорожных мостов с балластным корытом, включенным в работу металлических главных балок, расположенных на прямых и кривых участках пути.

**Цель исследования** – снижение материалоемкости проектируемых железнодорожных металлических пролетных строений с ездой на балласте посредством совершенствования методики определения напряженно-деформированного состояния основных несущих элементов и обеспечение прочности эксплуатируемых конструкций путем совершенствования методики оценки их грузоподъемности.

Для достижения цели были поставлены следующие **задачи**:

– разработать аналитический подход к определению угла закручивания произвольного сечения металлического пролетного строения с ездой на балласте от работы переменного по длине конструкции внешнего крутящего момента в условиях стесненного кручения;

– уточнить численные значения жесткости подрельсового основания и коэффициента изгиба шпал для абсолютно жесткого основания при разных значениях модуля упругости балласта и типов шпал, а также предложить подход к определению данных параметров, учитывающий податливость плиты балластного корыта;

– установить универсальные функциональные зависимости величины вертикального давления в любой точке поверхности основания балластного слоя от конфигурации верхнего строения пути и физико-механических параметров его элементов, позволяющие применять их для расчета оснований в виде железобетонных и металлических ортотропных балластных корыт или в виде земляного полотна;

– выполнить комплекс экспериментальных исследований на эксплуатируемых сооружениях для валидации теоретических результатов, полученных по усовершенствованной методике, с фактическими численными значениями параметров напряженно-деформированного состояния главных балок и элементов плит балластного корыта цельнометаллических и сталежелезобетонных пролетных строений мостов, расположенных в прямых и кривых участках пути.

**Научная новизна полученных результатов** заключается в следующем:

– разработан аналитический подход к определению угла закручивания произвольного сечения металлического пролетного строения с ездой на балласте от работы переменного по длине конструкции внешнего крутящего момента в условиях стесненного кручения;

– уточнены численные значения жесткости подрельсового основания и коэффициента изгиба шпал для абсолютно жесткого основания при разных значениях модуля упругости балласта и типов шпал, а также предложен подход к определению данных параметров, учитывающий податливость плиты балластного корыта;

– установлены универсальные функциональные зависимости величины вертикального давления в любой точке поверхности основания балластного слоя от конфигурации верхнего строения пути и физико-механических параметров его элементов, позволяющие применять их для расчета оснований в виде железобетонных и металлических ортотропных балластных корыт или в виде земляного полотна.

**Теоретическая и практическая значимость работы.** В методике определения численных значений параметров напряженного состояния несущих элементов разрезных пролетных строений с балластным корытом, включенным в совместную работу с металлическими главными балками, уточнено влияние пространственной жесткости пролетного строения, неравномерного по длине мостового полотна эксцентриситета пути, физико-механических свойств и конфигурации элементов верхнего строения пути. На основе уточненной методики



определения численных значений параметров напряженного состояния несущих элементов пролетных строениях возможно снижение их металлоемкости при проектировании, а также рациональное планирование инвестиционных и текущих затрат на ремонт, реконструкцию или замену эксплуатируемого пролетного строения.

Результаты исследований диссертационной работы использованы при разработке «Руководства по определению грузоподъемности металлических пролетных строений железнодорожных мостов», утвержденного распоряжением ОАО «РЖД» № 250р от 10.02.2021 [77], а также при выполнении работ по определению условий пропуска по пролетным строениям с металлическими ортотропными и железобетонными балластными корытами, расположенным на участке Ангаракан – Казанкан Восточно-Сибирской железной дороги.

**Область исследований.** Совершенствование методов расчета пролетных строений, включая расчеты напряженно-деформированного состояния металлических конструкций.

**Методы исследования.** Поставленные задачи решены с применением системного подхода, основанного на комплексе теоретических и экспериментальных исследований, включающих натурное и численное моделирование, методы теории упругости, строительной механики, механики деформируемого твердого тела, теории тонкостенных стержней.

**Положения, выносимые на защиту:**

– аналитический подход к определению угла закручивания произвольного сечения металлического пролетного строения с ездой на балласте от работы переменного по длине конструкции внешнего крутящего момента в условиях стесненного кручения;

– численные значения жесткости подрельсового основания и коэффициента изгиба шпал для абсолютно жесткого основания при разных значениях модуля упругости балласта и типов шпал, а также подход к определению данных параметров, учитывающий податливость плиты балластного корыта;

– универсальные функциональные зависимости величины вертикального давления в любой точке поверхности основания балластного слоя от конфигурации верхнего строения пути и физико-механических параметров его элементов, позволяющие применять их для расчета оснований в виде железобетонных и металлических ортотропных балластных корыт или в виде земляного полотна.

– результаты экспериментальных исследований по определению напряженного состояния элементов главных балок и плиты балластного корыта цельнометаллических и сталежелезобетонных пролетных строений мостов, расположенных в прямых и кривых участках пути.

**Достоверность полученных результатов** обеспечивается применением современного поверенного измерительного оборудования, сертифицированного программного обеспечения для расчета сооружений методом конечных элементов, согласованностью результатов проведенных теоретических исследований и численного моделирования, экспериментальных работ других авторов и данных натурных испытаний.

**Апробация основных результатов** диссертационного исследования была выполнена на XV научно-технической конференции студентов и аспирантов (г. Новосибирск, СГУПС, ноябрь 2017 г.); IX Международной научно-технической конференции «Политранспортные системы» (г. Новосибирск, СГУПС, ноябрь 2017 г.); Международной научно-практической конференции «Транспорт: наука, образование, производство» (г. Ростов-на-Дону, РГУПС, апрель 2019 г.); XI Международной научно-технической конференции «Политранспортные системы» (г. Новосибирск, СГУПС, ноябрь 2020 г.); II Международной научно-практической конференции «Проектирование, строительство и эксплуатация мостов, тоннелей и метрополитенов» (г. Москва, РУТ (МИИТ), апрель 2021 г.); Объединенный научный семинар кафедр (г. Новосибирск, СГУПС, февраль 2022 г.); XII Международной научно-технической конференции «Политранспортные системы» (Новосибирск, СГУПС, сентябрь 2022 г.).

**Публикации и изобретения.** По теме исследования опубликовано девять научных работ, в том числе три публикации в ведущих научных рецензируемых

изданиях, включенных в перечень ВАК Минобрнауки России, и одна – в издании, индексируемом международной базой данных Scopus; получены свидетельства о регистрации двух программных продуктов по оценке напряженно-деформированного состояния пролетных строений.

**Структуру** диссертационного исследования составляют введение, четыре раздела, заключение и список литературы. Общий **объем** работы составляет 168 страниц, включает 62 рисунка, 32 таблицы и 1 приложение. Список литературы включает 122 наименования.

# 1 МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ ПРОЛЕТНЫЕ СТРОЕНИЯ С ЕЗДОЙ НА БАЛЛАСТЕ

## 1.1 Характеристика конструкций пролетных строений

### 1.1.1 Сталежелезобетонные пролетные строения

В середине XX века в результате развития строительства железных дорог, в том числе в сложных горных условиях, и роста грузонапряженности сооружение металлических пролетных строений с ездой на деревянных поперечинах было ограничено наличием крутых уклонов и кривых пути малых радиусов. На смену деревянным поперечинам пришла железобетонная плита с ездой на балласте. Первоначально плита балластного корыта укладывалась на металлические главные балки без объединения в совместную работу. Однако в результате исследования работы подобных конструкций за счет возникновения сил трения в уровне опирания железобетонной плиты было выявлено снижение нормальных напряжений, действующих в поясах главных балок.

В 1948 г. ЦНИИ «Проектстальконструкция» (ПСК) совместно с «Лентрансмостпроектом» были запроектированы сплошнотенчатые клепаные сталежелезобетонные пролетные строения расчетной длиной от 27 до 42 м, которые с 1949 по 1955 г. были установлены на Львовской железной дороге и на переходах по плотинам Волгоградской и Куйбышевской ГЭС [96]. Объединение плиты и балок в совместную работу осуществлялось с помощью наклонных арматурных анкеров в верхних поясах главных балок.

В 1956 г. на мостах через реки Сылву и Оку были установлены сталежелезобетонные пролетные строения с пролетами 56,4 м, выполненные по типовому проекту инв. № 7248 «Типовые проекты унифицированных клепаных металлических ПС со сплошной стенкой с ездой поверху под нагрузку Н8, Трансмостпроект, 1955 г.» (рисунок 1.1, а). Вариант типового проекта сталежелезобетонного клепаного пролетного строения инв. № 7247 пролетом 45 м

в 1958 г. был откорректирован «Главтранспроект» в связи с уточнением технических условий и изменениями в сортаменте и получил шифр инв. № 9050. Пролетные строения, выполненные по данному типовому проекту, широко применяли на мостах Западно-Сибирской железной дороги (рисунок 1.1, б).

Применение двухъярусной клепаной конструкции приводило к значительному перерасходу стали и сложным операциям при монтаже, поэтому в 1956 г. «Трансмостпроект» были разработаны типовые проекты инв. № 7567 (рисунок 1.1, в) и № 7568 (рисунок 1.1, г) сварных пролетных строений с ездой на балласте пролетами 33,6 и 45 м соответственно под нагрузку Н8. Сварные балки позволили исключить ярусы и продольные стыки. По расходу металла сварная конструкция была в 1,5 раза экономичнее двухъярусной клепаной [96].

На основе широких исследовательских работ в 1962 г. «Гипротрансмостом» были разработаны типовые унифицированные пролетные строения инв. № 182/1 (рисунок 1.1, д) и 182/2 (рисунок 1.1, е) пролетами 45 и 55 м соответственно под нагрузку С14. Отличительной особенностью нового исполнения пролетных строений стало применение низколегированной стали с монтажными соединениями на высокопрочных болтах, а также использование сборного железобетонного балластного корыта. Достигнута довольно высокая степень унификации, особенно железобетонных плит. Объединение железобетонной плиты со стальными балками осуществляли с помощью закладных деталей, прикрепленных к верхним поясам балок высокопрочными болтами. Поперечное объединение блоков балластного корыта осуществляли сваркой выпусков арматуры с последующим омоноличиванием.

Развитие строительства железных дорог в 70-х гг. XX века в Сибири и на Дальнем Востоке требовало скоростного сооружения железнодорожных мостов в горной местности с минимальными затратами при монтаже. Для этих целей в 1969 г. институтом «Гипростроймост» в связи с уточнением технических условий и изменением конструкции железобетонной плиты на базе типового проекта инв. № 182 был разработан проект серии 3.501–49, инв. № 739 «Сталежелезобетонные

пролетные строения с ездой поверху на балласте расчетными пролетами 18,2–55,0 в обычном и северном исполнении» (рисунок 1.2).

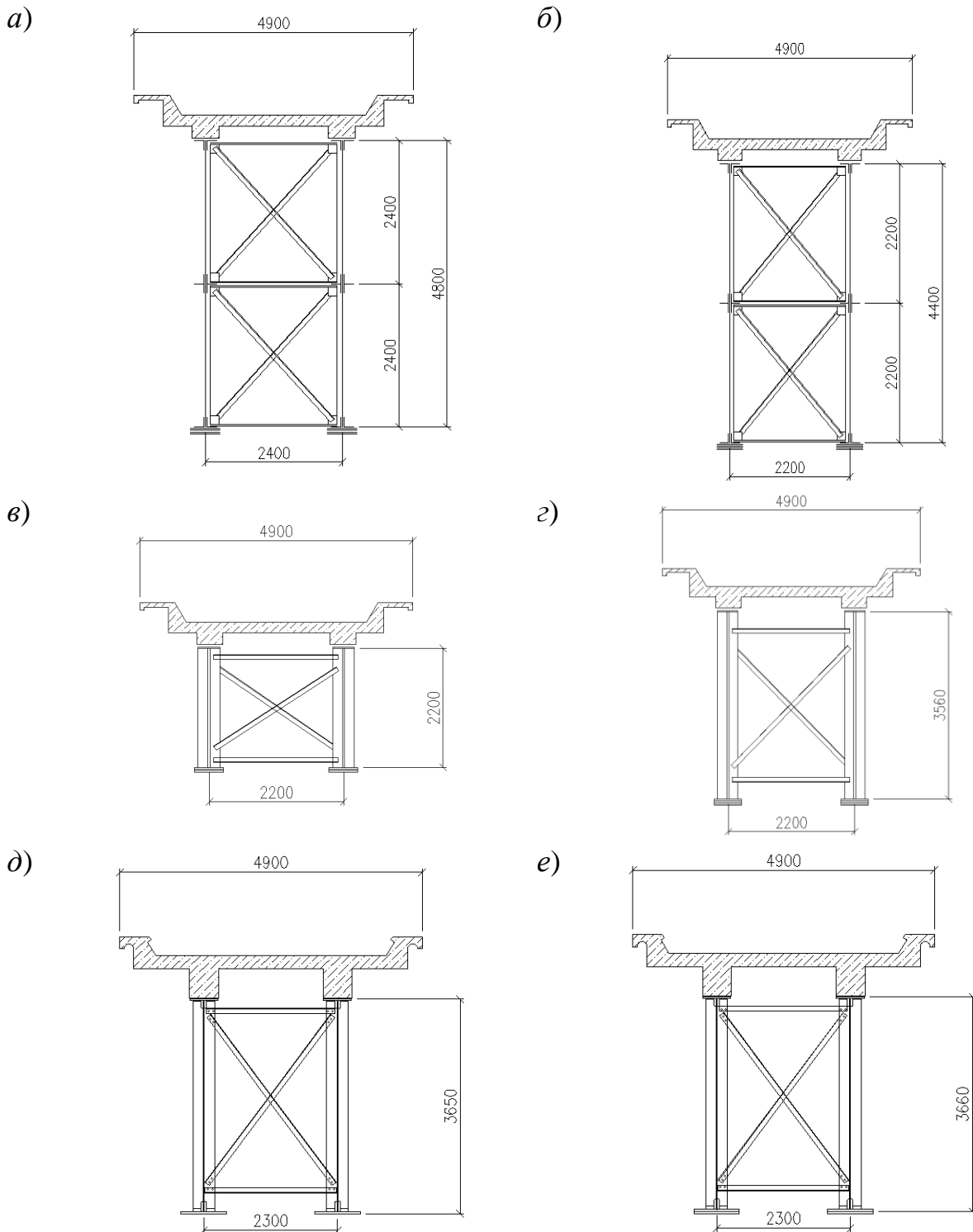


Рисунок 1.1 – Конструкции сталежелезобетонных пролетных строений, запроектированных в 1955–1962 гг.

*a* – пролетное строение инв. № 7248 расчетной длиной 55,0 м; *б* – пролетное строение инв. № 9050 расчетной длиной 45,0 м; *в* – пролетное строение инв. № 7567 расчетной длиной 33,6 м; *г* – пролетное строение инв. № 7568 расчетной длиной 45,0 м; *д* – пролетное строение инв. № 182/1 расчетной длиной 45,0 м; *е* – пролетное строение инв. № 182/2 расчетной длиной 55,0 м.

Согласно базе данных ЕК АСУИ ИССО, с 1971 по 2001 г. было построено около 280 мостов на всей сети железных дорог с применением 768 пролетных строений, выполненных по типовому проекту серии 3.501–49, инв. № 739. Более 70 % из них эксплуатируют на Восточно-Сибирской и Дальневосточной железных дорогах [12]. Плита балластного корыта таких пролетных строений сборная из заводских блоков, объединенных между собой обвариванием выпусков продольной арматуры и омоноличиванием поперечных швов шириной 14 см. Из-за малой ширины поперечных швов процесс сварки арматурных выпусков был существенно осложнен, при бетонировании самих швов, как правило, оставались пустоты и раковины, а их прочность была ниже проектной. При неудовлетворительном содержании сооружения развитие коррозионных процессов приводит к дальнейшему снижению прочностных свойств и, в итоге, к разрушению бетона шва.

В 2001 г. в результате обрушения сталежелезобетонного пролетного строения на мосту через реку Пышма участка Егоршино – Богданович Свердловской железной дороги во время проведения строительных работ, а также в связи с большой дефектностью сталежелезобетонных пролетных строений на всей сети железных дорог, было принято решение об отмене применения типового проекта 3.501–49, инв. № 739.

В целом, опыт проектирования и применения объединенных конструкций показал, что за счет включения плиты в совместную работу с главными балками увеличивается жесткость конструкции, что позволяет экономить металл главных балок. Железобетонная плита повышает долговечность мостового полотна и стальных верхних поясов, сокращаются эксплуатационные расходы на содержание пролетного строения. Использование мостового полотна с ездой на балласте позволяет устанавливать пролетные строения длиной более 30 м на участках дороги с большими уклонами и в кривых малого радиуса. Кроме того, отпадает необходимость в дефицитном мостовом бруссе, получаемом из круглого бревна большого диаметра. Однако большое количество неисправностей, связанных с недостатками проектных решений, некачественным исполнением работ по

омоноличиванию поперечных швов и укладки гидроизоляции, а также неудовлетворительное текущее содержание пролетных строений привело к необходимости перехода от железобетонного балластного корыта к металлическому ортотропному [12].

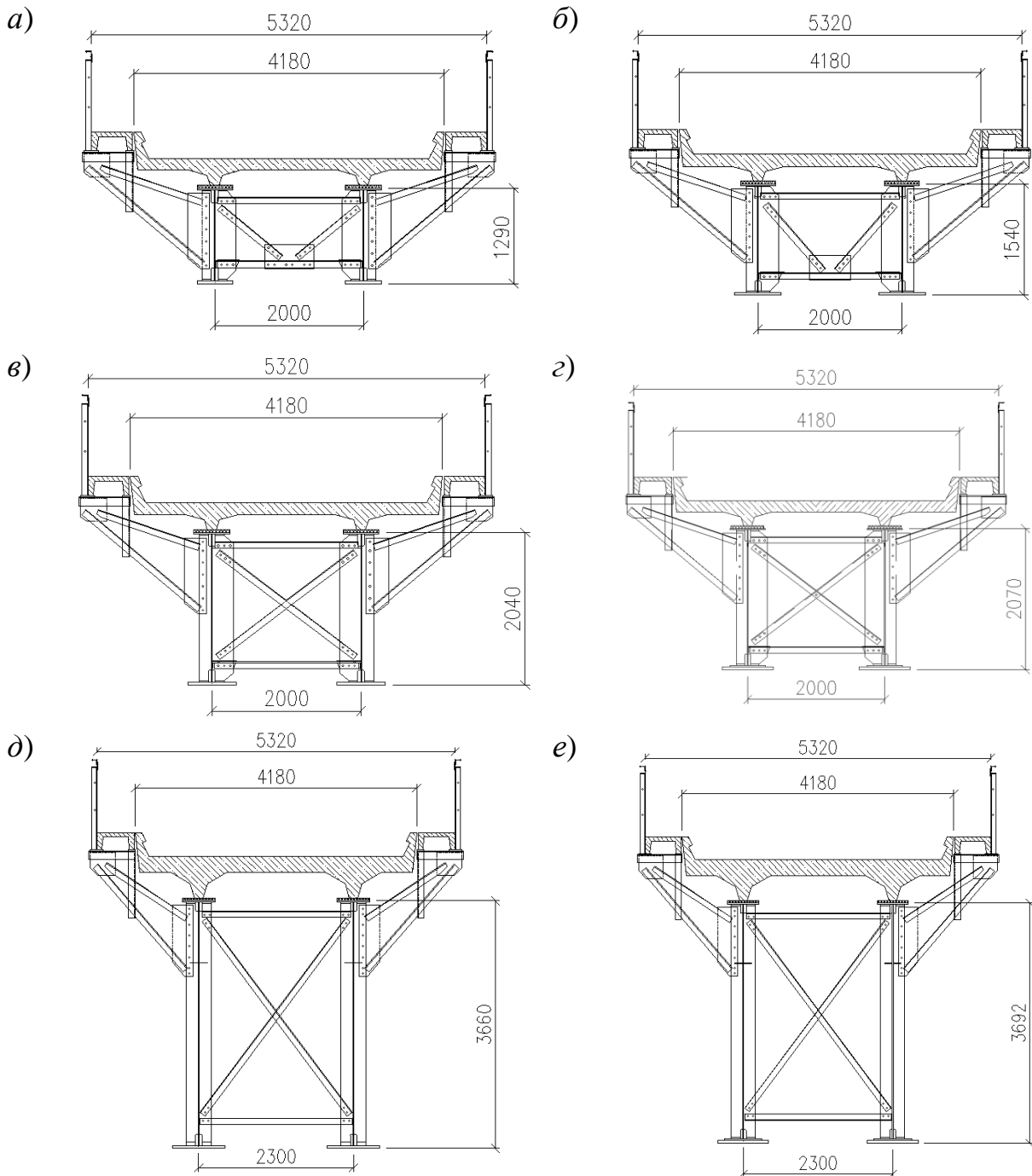


Рисунок 1.2 – Конструкции сталежелезобетонных пролетных строений типового проекта 3.501–49, инв. № 739

а) – пролетное строение расчетной длиной 18,2 м; б) – пролетное строение расчетной длиной 23,0 м; в) – пролетное строение расчетной длиной 27,0 м; з) – пролетное строение расчетной длиной 33,6 м; д) – пролетное строение расчетной длиной 45,0 м; е) – пролетное строение расчетной длиной 55,0 м.



### 1.1.2 Пролетные строения с ортотропной плитой балластного корыта

Впервые ортотропные плиты для проезжей части стали применять в Германии в середине XX века. Включение в совместную работу с главными балками ортотропного листа настила позволяло сэкономить металл, что было особенно важно в послевоенные годы. Применения металлических железнодорожных пролетных строений с ортотропной плитой балластного корыта в нашей стране стало возможным благодаря работам, проведенным в ЦНИИСе в 1970–2003 гг. [63; 72]. Под руководством А. С. Платонова [61–63] впервые была разработана научная концепция применения ортотропных конструкций из стали в балластных корытах железнодорожных пролетных строений, включающая обоснование конструктивно-технологических решений и методов расчета. Результаты исследований вошли в СНиП 2.05.03-84\* [63], а также во внутренние стандарты проектных организаций.

В 1987 г. институтом «Гипротрансмост» при научном сопровождении ЦНИИС были разработаны первые типовые проекты пролетных строений металлических железнодорожных мостов коробчатого сечения с балластным корытом из коррозионностойкой стали серии 3.501.2–143, инв. № 1298/1 и инв. № 1298/2 пролетами 33,6; 45,0 м соответственно (рисунок 1.3). В настоящее время, согласно базе данных ЕК АСУИ ИССО, на сети железных дорог ОАО «РЖД» эксплуатируют свыше 50 пролетных строений, выполненных по этому типовому проекту.

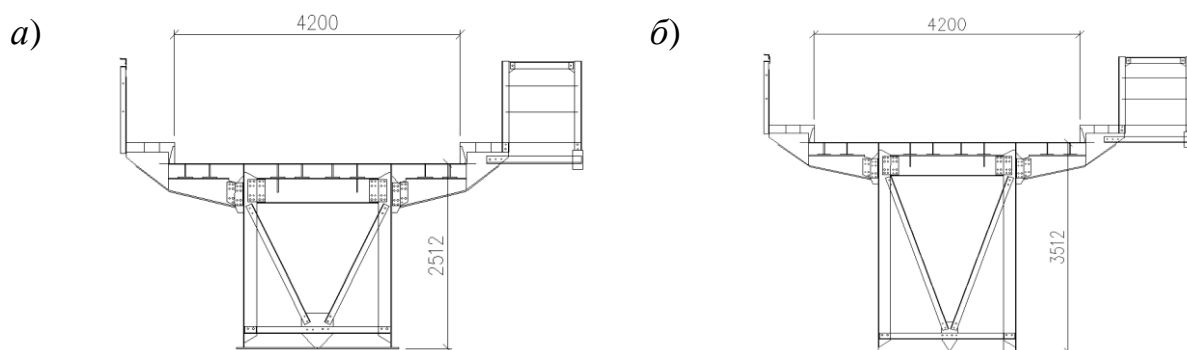


Рисунок 1.3 – Конструкции пролетных строений типового проекта инв. № 1298  
 а) – пролетное строение расчетной длиной 33,6 м (инв. № 1298/1);  
 б) – пролетное строение расчетной длиной 45,0 м (инв. № 1298/2).

В 2002 г. ГУП «Гипротранспуть» при научном сопровождении ВНИИЖТ разработали типовой проект инв. № 2210 «Металлические балочные сварные пролетные строения с ездой поверху на балласте расчетными пролетами 18,2–33,6 м для железнодорожных мостов» (рисунок 1.4). Применение пролетных строений ограничено минимальным радиусом кривой пути, равным 600 м, и скоростью поездной нагрузки, равной 200 км/ч. Согласно базе данных ЕК АСУИ ИССО, на сегодняшний день на сети железных дорог ОАО «РЖД» эксплуатируют 240 пролетных строений, выполненных по типовому проекту инв. № 2210 [102].

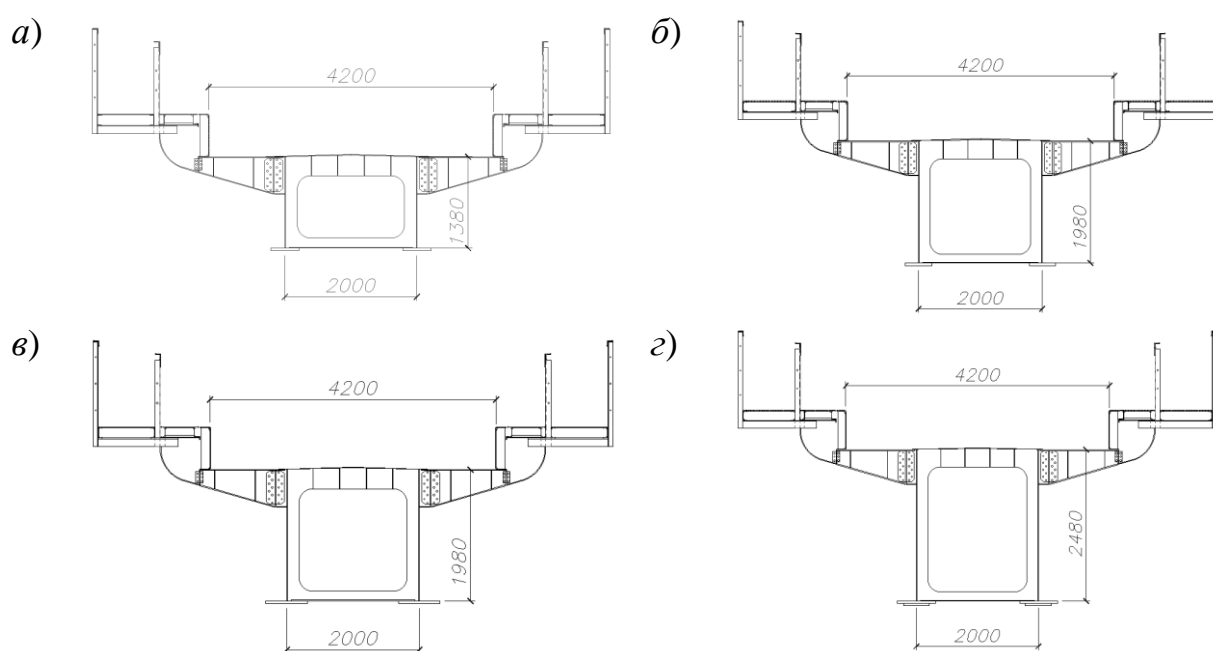


Рисунок 1.4 – Конструкции пролетных строений типового проекта инв. № 2210  
*а)* – пролетное строение расчетной длиной 18,2 м; *б)* – пролетное строение расчетной длиной 23,0 м; *в)* – пролетное строение расчетной длиной 27,0 м; *з)* – пролетное строение расчетной длиной 33,6 м.

Подготовка к зимней Олимпиаде в Сочи в 2014 г. потребовала серьезного развития как автодорожной, так и железнодорожной инфраструктуры. Основным требованием при выборе конструкции железнодорожных пролетных строений была возможность устройства мостового полотна на кривых малого радиуса в плане, а также обеспечение комфортности и плавности езды пассажиров при скоростях до 160 км/ч. Для строительства совмещенной линии Адлер – горноклиматический курорт «Альпика-Сервис» в 2008 г. институтом

«Гипростроймост» были разработаны проекты металлических сплошностенчатых железнодорожных пролетных строений с ортотропной плитой балластного корыта пролетами 18,2–33,6 м под нагрузку С11. Всего было изготовлено и установлено 341 пролетное строение, выполненное по этим проектам.

Кроме типовых, различными проектными институтами для внеклассных мостов было разработано более 50 индивидуальных железнодорожных пролетных строений с ортотропным металлическим балластным корытом.

Использование металлического листа настила вместо железобетонного позволило упростить способ транспортировки и монтажа, облегчить собственный вес пролетного строения, а также повысить долговечность конструкции.

### 1.1.3 Конструкция пути на пролетных строениях

На эксплуатируемых на сети железных дорог ОАО «РЖД» мостовых сооружениях толщина балластного слоя под шпалой в подрельсовой зоне должна находиться в диапазоне от 25 до 40 см [42; 43; 101]. Расстояние от оси пути до оси пролетного строения (эксцентриситеты пути) не должны отличаться от проектных значений более чем на 3 см в кривых участках пути и более чем на 5 см – на прямых. Согласно «Инструкции по оценке состояния и содержания искусственных сооружений...» [41], превышение этих требований считают неисправностью, влияющей как на безопасность движения, так и на грузоподъемность.

В кривых участках пути величину возвышения наружного рельса над внутренним устанавливают в зависимости от скорости движения поездов на участке и радиуса кривой. Величина возвышения, регламентированная ПТЭ [68], не должна превышать 150 мм. Однако отклонение от данной величины, согласно «Инструкции...» [41], не влияет на грузоподъемность пролетного строения. Схема конструкции мостового полотна с ездой на балласте представлена на рисунке 1.5.

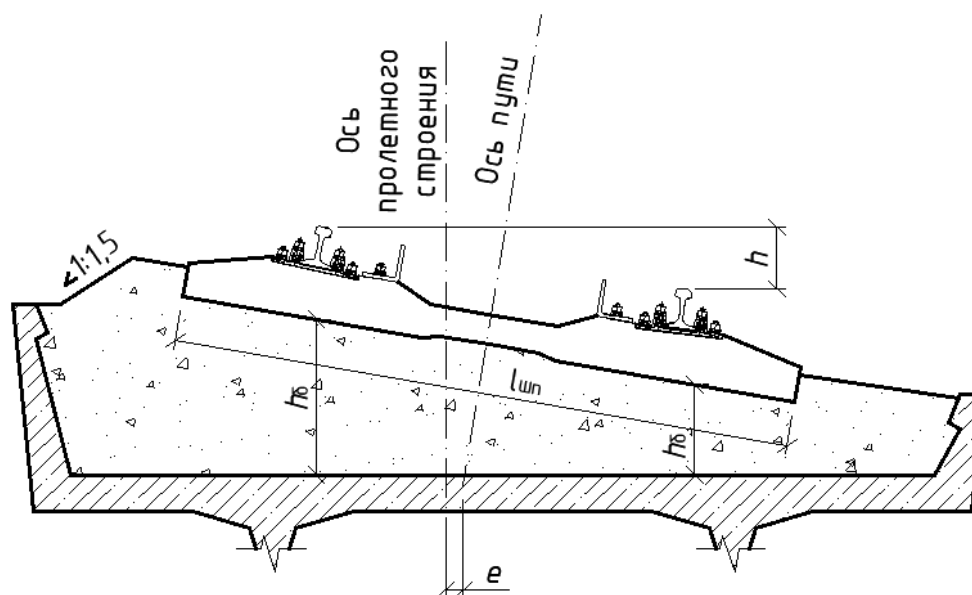


Рисунок 1.5 – Конструкция мостового полотна с ездой на балласте

При проведении капитального ремонта железнодорожного пути возможно изменение толщины балластного слоя на мостовых сооружениях, а также сдвигка пути относительно проектного положения в плане. Согласно базе данных ЕК АСУИ ИССО, на сегодняшний день расстояние от оси пути до оси пролетного строения, превышающее нормативные значения, имеют около 25 %, а толщину слоя балласта под шпалой свыше 40 см или менее 25 см – свыше 20 % от всех эксплуатируемых на сети ОАО «РЖД» сталежелезобетонных пролетных строений. Эксцентриситет пути, отклоняющийся от регламентированных значений, имеют свыше 30 %, а недопустимую толщину балласта под шпалой – около 10 % от всех эксплуатируемых пролетных строений с металлическим ортотропным балластным корытом. Таким образом, около 1/3 от всех сплошнотенчатых металлических пролетных строений с ездой на балласте имеют неисправности мостового полотна, влияющие на грузоподъемность элементов главных балок и балластного корыта.

## 1.2 Распределение усилий от элементов верхнего строения пути на элементы пролетного строения

### 1.2.1 Временная нагрузка от подвижного состава при местной работе

В «Правила производства расчетов верхнего строения пути...» [69] величина вертикальной нагрузки, передающейся с колеса на рельс, вычисляют по формуле:

$$P_p = P_{p\text{ ст}} + 0,75P_p^{\text{max}}, \quad (1.1)$$

где  $P_{p\text{ ст}}$  – статическая составляющая нагрузки, передающейся с колеса на рельс,  $P_p^{\text{max}}$  – динамическая составляющая нагрузки, передающейся с колеса на рельс, от вертикальных колебаний рессор, рассчитываемая по формуле:

$$P_p^{\text{max}} = k_d (P_{p\text{ ст}} - q_{\text{нч}}), \quad (1.2)$$

где  $k_d$  – коэффициент вертикальной динамики экипажа, вызванный действием вертикальных колебаний надрессорной конструкции;  $q_{\text{нч}}$  – относительный вес неподрессоренных частей.

Максимальная величина коэффициента  $k_d$  регламентирована требованиями ГОСТ Р 55513–2013 «Локомотивы. Требования к прочности и динамическим качествам» и составляет 0,4. Для отдельных типов локомотивов при некоторой величине скорости движения значения коэффициента  $k_d$  приведены в работе [105].

Применительно к эквивалентной нагрузке  $S_1$ , принятой для расчета мостовых сооружений параметры  $k_d$  и  $q_{\text{нч}}$  неизвестны, поэтому значение осевой нагрузки принимается с учетом динамического коэффициента  $(1+\mu)$ .

Вертикальное усилие, приходящееся от оси подвижного состава при его нахождении в кривом участке пути на наружный  $P_{p1}$  и внутренний рельсы  $P_{p2}$ , вычисляют по формуле:

$$P_{p1} = P_o \left( 1 - \frac{e_{\text{нр}}}{S_k \cos \alpha_{\text{ш}}} \right); \quad (1.3)$$

$$P_{p2} = \frac{P_o e_{\text{нр}}}{S_k \cos \alpha_{\text{ш}}}; \quad (1.4)$$

где  $P_o$  – вертикальная нагрузка от оси подвижного состава;  $S_k$  – расстояние между осями внутреннего и наружного рельсов, которое допустимо принимать 1,6 м для ширины колеи 1520 мм;  $\alpha_{ш}$  – угол наклона шпалы относительно горизонтальной оси;  $e_{чр}$  – величина планового смещения равнодействующей осевой нагрузки относительно наружного рельса, рассчитываемая по формуле:

$$e_{чр} = \frac{H_{пцт}}{h_p \cos \alpha_{ш}} (1 - \cos^2 \alpha_{ш}) + \frac{S_k^2}{2h_p} \sin \alpha_{ш} \cos \alpha_{ш}, \quad (1.5)$$

где  $H_{пцт}$  – высота от линии, соединяющей головки рельсов, до центра тяжести подвижного состава, которое допустимо принимать величиной 2,2 м;  $h_p$  – разность высотных отметок внутреннего и наружного рельсов.

Так, при неподвижном положении поезда с осевой нагрузкой 9,8 кН на пути, имеющем превышение наружного рельса  $h_p=15$  см вертикальные усилия, приходящиеся на каждый из рельсов, составят  $P_{p1}=3,6$  кН и  $P_{p2}=6,2$  кН. При проведении обследования сталежелезобетонных пролетных строений [73] величина возвышения наружного рельса на некоторых из них достигала 23 см. Неравномерное распределение нагрузки на внутренний и наружный рельсы при расчете плиты балластного корыта не учтено ни в одном действующем нормативном документе.

Подвижной состав, проходящий с некоторой скоростью в кривом участке пути, вызывает дополнительное перераспределение усилий на рельсы за счет действия центробежной силой. В результате этого возникает ряд сил, схема приложения которых показана на рисунке 1.6.

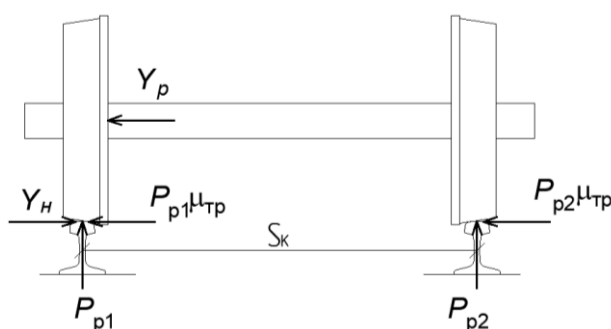


Рисунок 1.6 – Расчетная схема действия внутренних усилий в рельсах при прохождении подвижного состава в кривом участке пути

Проекция всех сил на горизонтальную ось равна [106]:

$$Y_p = (Y_n - P_{p1}\mu_{тр}) - P_{p2}\mu_{тр}, \quad (1.6)$$

где  $Y_p$  – усилие рамное;  $Y_n$  – усилие направляющее;  $\mu_{тр}$  – коэффициент трения в зоне контакта «колесо – рельс», который согласно [106] допускается принимать равным 0,25;  $P_{p2}$  – вертикальная реакция внутреннего рельса, вызванная весом подвижного состава, рассчитанное по формуле (1.4).

Разность между направляющим усилием и силой трения по поверхности внутреннего рельса  $(Y_n - P_{p2}\mu_{тр}) = H_{дин}$  называют также боковой силой, которую возможно вычислить по формуле:

$$H_{дин} = \frac{2}{k_z s_{ш}} H_{ш}, \quad (1.7)$$

где  $s_{ш}$  – расстояние между осями шпал вдоль оси пути;  $H_{ш}$  – боковое горизонтальное усилие, передающееся на шпалу от внутреннего рельса;  $k_z$  – коэффициент относительной жесткости рельсового основания и рельса в боковом направлении, определяемый по формуле [106]:

$$k_z = \sqrt[4]{\frac{E_z}{4E_p I_{pz}}}, \quad (1.8)$$

где  $E_z$  – коэффициент упругости рельсового основания в направлении, перпендикулярном оси пути, равный 22 МПа и 24 МПа при эпюрах шпал 1840 шт./км и 2000 шт./км соответственно;  $I_{pz}$  – момент инерции рельса относительно вертикальной оси, для рельса наиболее распространенного типа рельсов Р65  $E_p I_{pz} = 1,2 \text{ МПа} \cdot \text{м}^4$ .

Таким образом значение добавочного усилия на наружный рельс, вызванного действием центробежной силы, рассчитывают по формуле:

$$\Delta P_{рц} = \frac{Y_p r_k}{S_k} = \frac{r_k}{S_k} \left( \frac{2}{k_z s_{ш}} H_{ш} - \frac{P_o e_{нр}}{S_k \cos \alpha_{ш}} \mu_{тр} \right), \quad (1.9)$$

где  $r_k$  – радиус колеса тележки подвижного состава.

В общем случае величину  $H_{ш}$  возможно определить только экспериментальным путем. Эмпирические значения  $H_{ш}$ , полученные

М. Ф. Вериге [19], Е. М. Бромбергом и М. В. Алексеевым [13], показаны в таблице 1.1.

Таблица 1.1 – Эмпирические значения  $H_{ш}$

| Тип локомотива | Радиус кривой $R$ , м | Скорость, км/ч | Осевая нагрузка $P_o$ , кН | Экспериментальное значение $H_{ш}$ , кН |
|----------------|-----------------------|----------------|----------------------------|---|
| ТЭЗ            | 350                   | 70             | 203                        | 30,4                                    |
| ВЛ8            | 350                   | 70             | 225                        | 38,2                                    |
| ВЛ23           | 350                   | 70             | 225                        | 42,0                                    |
| ВЛ23           | 650                   | 120            | 225                        | 40,2                                    |
| ВЛ22           | 350                   | 70             | 216                        | 41,2                                    |
| ЧС2            | 350                   | 70             | 209                        | 35,3                                    |

Так как центробежная сила разгружает внутренний рельс, в кривом участке пути следует выполнять расчет для двух случаев: при статическом положении подвижного состава и при его движении. Величины нормативных усилия, приходящихся на рельсы, определяют:

– для статического положения подвижного состава в кривом или прямом участке пути по формулам (1.3) и (1.4);

– при прохождении подвижного состава с некоторой скоростью в кривом участке пути по формуле:

$$\begin{cases} P_{p1} = P_o \left( 1 - \frac{e_{np}}{S_k \cos \alpha_{ш}} \right) + \Delta P_{pc} \\ P_{p2} = \frac{P_o e_{np}}{S_k \cos \alpha_{ш}} - \Delta P_{pc} \end{cases} \quad (1.10)$$

### 1.2.2 Давление под нижней постелью шпалы

Зависимость давления под постелью шпалы от параметров верхнего строения пути изучали М. Ф. Вериге [19], А. Н. Яшнов [111], М. А. Чернышев [106], Г. М. Шахунянц [110]. Согласно [110], давление на нижней постели шпалы составляет:



$$p_{ш} = Cy_{ш\text{ ср}} , \quad (1.11)$$

где  $y_{ш\text{ ср}}$  – средняя величина упругой просадки шпалы;  $C$  – коэффициент постели подрельсового основания, вычисляемый по формуле:

$$C = E_{по} \frac{2 \cdot s_{ш}}{\alpha \cdot a_{ш} \cdot b_{ш}} , \quad (1.12)$$

где  $E_{по}$  – жесткость подрельсового основания;  $a_{ш}$ ,  $b_{ш}$  – размеры шпалы соответственно поперек и вдоль оси пути;  $\alpha$  – коэффициент изгиба шпал, определяемый по формуле:

$$\alpha = \frac{y_{ш\text{ ср}}}{y_{ш\text{ р}}} , \quad (1.13)$$

где  $y_{ш\text{ р}}$  – величина упругой просадки шпалы в подрельсовом сечении.

Жесткость подрельсового основания определяют по формуле [110]:

$$E_{по} = \frac{q_{yo}}{y_p} , \quad (1.14)$$

где  $q_{yo}$  – погонный упругий отпор;  $y_p$  – общая величина упругой осадки рельса.

В работе [110] было установлено, что просадка шпал и креплений находится в интервале 5–25 % от общей просадки рельса. Основная доля просадки рельса (75–95 %) вызвана за счет вертикальных деформаций слоя балласта. При отсутствии местных деформаций основания (плиты балластного корыта) значение жесткости подрельсового основания  $E_{по}$  находится в интервале 50...400 МПа [111].

В работе Г. М. Шахунянца [110] рельс рассмотрен как балка бесконечной длины на упругом основании с несколькими сосредоточенными силами. Уравнение упругого прогиба такой балки в любой точке  $x$  по ее длине вычисляют по формуле:

$$y_p(x) = \frac{k_y}{2E_{по}} \cdot \sum P_{pi} \eta_i ; \quad (1.15)$$

$$\eta = \frac{1}{e^{|k_y x|}} (\cos k_y x + \sin |k_y x|) , \quad (1.16)$$

где  $P_{pi}$  – величина осевой нагрузки, приходящаяся на рельс;  $\eta$  – линия влияния вертикального прогиба балки (рельса);  $k_y$  – коэффициент относительной жесткости рельсового основания и рельса:

$$k_y = \sqrt[4]{\frac{E_{по}}{4 \cdot E_p I_{py}}}, \quad (1.17)$$

где  $E_p I_{py}$  – изгибная жесткость рельса относительно горизонтальной оси, для рельса типа Р65  $E_p I_p = 7,3 \text{ МПа} \cdot \text{м}^4$ .

Распределение давления от рельса на балласт происходит через шпалы. В связи с этим начало координат при построении линии влияния прогиба рельса  $\eta$  принимают по оси шпалы, а значение функции  $\eta$  в данной точке равно 1. Вид графика функции  $\eta$  показан на рисунке 1.7. Из уравнения (1.16) следует, что в точках  $x = \frac{3\pi}{4k}$  с периодом  $\pi$  ордината линии влияния  $\eta$  равна 0.

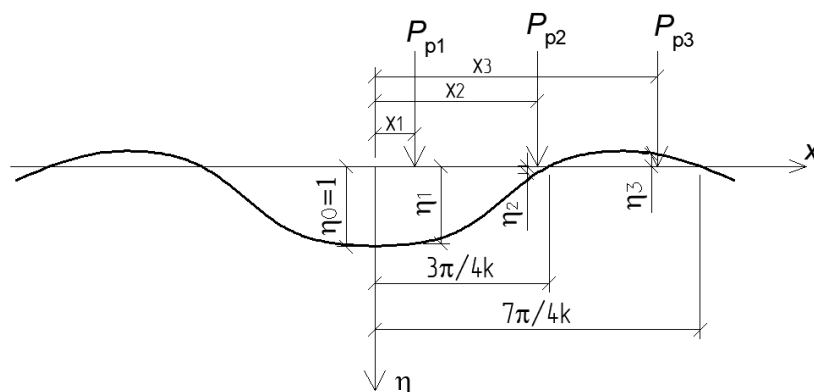


Рисунок 1.7 – Линия влияния прогиба рельса  $\eta$  для рассматриваемой шпалы

Таким образом, прогиб и, как следствие, вертикальное давление по подошве рассматриваемой шпалы зависит не только от величины отдельных осевых нагрузок, но и схемы расположения этих нагрузок относительно рассматриваемой шпалы. По графику функции  $\eta$ , показанному на рисунке 1.7, очевидно, что если одна из осевых сил попадает в зону отрицательных ординат, то она уменьшает прогиб шпалы в подрельсовом сечении. Однако максимальная ордината линии влияния прогиба рельса  $\eta$  на первом отрицательном участке, где  $x \in \left( \frac{3\pi}{4k}; \frac{7\pi}{4k} \right)$ , для

пути на рельсах Р65 и модуле упругости подрельсового основания до 400 МПа в 20 раз меньше максимальной ординаты на первом положительном участке. Следовательно, при расчете вертикального перемещения шпалы допустимо в запас прочности рассматривать только первый положительный участок функции  $\eta$  [34].

На железобетонных пролетных строениях (балластное корыто рассматривается как абсолютно жесткое основание) при рельсах Р65 и  $E_{по} = 50 \dots 400$  МПа функция  $\eta$  равна 0 при  $x = 1,22 \dots 2,06$  м. Согласно «Руководству по пропуску подвижного состава...» [78], минимальное расстояние между соседними осями перспективных 8-осных полувагонов и цистерн с осевой нагрузкой 25 тс, а также для ряда других полувагонов, цистерн и транспортеров, составляет 1,35 м. Для большинства обращающихся на сети российских железных дорог в настоящее время вагонов и ряда локомотивов минимальное расстояние между соседними осями составляет 1,85 м. Следовательно, при расчете вертикального перемещения шпалы необходимо учитывать от одной до трех соседних осей.

Кроме того, чем больше жесткость подрельсового основания, тем меньшее количество шпал включается в работу. Таким образом, при хорошо уплотненном, загрязненном или замерзшем балласте величина нагрузки, приходящаяся на ближайшую к оси подвижного состава шпалу, более чем в 1,5 раза выше, чем при вновь уложенном балласте.

Для определения давления на нижней постели шпалы в любой точке по ее длине необходимо решить уравнение изгиба коротких балок на упругом основании, которое, согласно [49], представляют в виде гиперболо-тригонометрических функций Крылова:

$$y(x) = e^{-m_y x} [F_1 \cos(m_y x) + F_2 \sin(m_y x)] + e^{m_y x} [F_3 \cos(m_y x) + F_4 \sin(m_y x)], \quad (1.18)$$

где  $F_1, F_2, F_3$  и  $F_4$  находятся из граничных условий для конкретной задачи;  $m_y$  – коэффициент относительной жесткости шпального основания и шпалы [19].

### 1.2.3 Теоретические исследования распределения вертикального давления по высоте балластного слоя

Метод расчета напряжений по высоте балластного слоя в подрельсовом сечении разработан М. Ф. Вериго [19]. Многочисленными экспериментами установлено, что интенсивность давления шпалы на балласт в подрельсовом сечении по ширине подошвы шпалы вдоль оси пути распределяется по криволинейному закону. Эпюра распределения напряжений по подошве шпалы показана на рисунке 1.8.

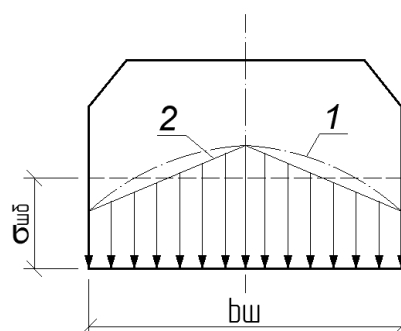


Рисунок 1.8 – Эпюра распределения напряжений по подошве шпалы:  
1 – фактическая; 2 – расчетная

На основании закономерностей теории упругого полупространства и экспериментальных наблюдений получена формула определения напряжения в максимально нагруженной точке, расположенной в нижней зоне балластного слоя строго под пересечением продольных осей рельса и шпалы [19]:

$$\sigma_{\text{б макс}} = \sigma_{\text{шб}} \left[ 0,509m_0 \left( \frac{b_{\text{шп}}}{2h_{\text{бр}}} - \frac{b_{\text{шп}}^3}{24h_{\text{бр}}^3} \right) + 1,02 \frac{(2 - m_0)b_{\text{шп}}h_{\text{бр}}}{b_{\text{шп}}^2 + 4h_{\text{бр}}^2} \right], \quad (1.19)$$

где  $h_{\text{бр}}$  – толщина слоя балласта в подрельсовом сечении;  $b_{\text{шп}}$  – ширина шпалы в подрельсовом сечении вдоль оси пути;  $\sigma_{\text{шб}}$  – среднее давление шпалы на балласт в подрельсовом сечении;  $m_0$  – коэффициент концентрации напряжений от давления шпалы на балласт по направлению от краев шпалы к ее оси [106]:

$$m_0 = \frac{0,89}{|\sigma_{ш6}| + 0,435}, \quad (1.20)$$

где  $\sigma_{ш6}$  получено в МПа.

В своих работах А. С. Платонов получил формулу для определения напряжения в точках по глубине массива балластного слоя [61; 64]. На основе задачи Буссинеска было предложено решение для определения вертикального давления  $\sigma_{z6}$  в точках балластного слоя:

$$\sigma_{z6} = \frac{p_n}{2\pi} \left[ \operatorname{arctg} \frac{a_n b_n}{z_6 \sqrt{b_n^2 + a_n^2 + z_6^2}} + \frac{a_n b_n z_6}{\sqrt{b_n^2 + a_n^2 + z_6^2}} \cdot \left( \frac{1}{b_n^2 + z_6^2} + \frac{1}{a_n^2 + z_6^2} \right) \right], \quad (1.21)$$

где  $p_n$  – давление от временной нагрузки;  $a_n$  и  $b_n$  – стороны элементарной площадки;  $z_6$  – расстояние от постели шпалы до исследуемой точки по глубине балласта.

При этом А. С. Платонов считал, что по направлению оси пути нагрузка распределяется равномерно, а длина площадки равна:

$$l = b_{ш} + 2z_6 \operatorname{tg} 38^\circ. \quad (1.22)$$

Начиная с 1970-х гг. в США стали разрабатывать специализированные комплексы на основе метода конечных элементов (МКЭ) для проектирования железнодорожного пути [114]. В настоящее время МКЭ стал наиболее популярным средством решения задач по определению параметров напряженно-деформированного состояния твердого тела. Большое число теоретических исследований было посвящено конечно-элементному расчету по распределению давления от подвижной нагрузки через элементы рельсошпальной решетки по высоте балластного слоя и земляного полотна [110; 114–121].

#### 1.2.4 Экспериментальные исследования распределения вертикального давления по плите балластного корыта

Исследований по изучению характера распределения давления от подвижного состава по плите балластного корыта пролетных строений проведено значительно меньше, чем по поверхности земляного полотна. Среди отечественных ученых наибольший вклад в изучение данного вопроса внесли С. А. Бокарев [5], А. С. Платонов [61, 64], А. Н. Яшнов, Г. М. Власов, Ю. М. Широков [21–24; 111]. Ученые в своих работах отмечали, что распределение давления от шпал на плиту балластного корыта носит неравномерный характер.

Изучением распределения давления от подвижного состава на плиту балластного корыта металлических и железобетонных пролетных строений с использованием МКЭ в своих работах занимались такие зарубежные ученые, как С. Bonifacio, D. Ribeiro, R. Calcada, R. Delgado [112], W. De Corte, Ph. Van Bagaert [113], O. Mirza, S. Kaewunruen [118]. При этом балласт и верхнее строение пути упомянутые исследователи моделировали объемными конечными элементами, а элементы балластного корыта и пролетного строения – плитными или объемными элементами.

Г. М. Власовым, С. А. Бокаревым и А. Н. Яшновым был проведен эксперимент, задачей которого являлось изучение распределения давления от подвижного состава по поверхности балластного корыта как поперек, так и вдоль оси пролетного строения [10; 21–24; 111]. В качестве испытываемой модели использовали фрагмент полномасштабного железобетонного балластного корыта длиной 3 м. Для измерения давления от нагрузки на поверхности плиты были установлены датчики (месдозы). По результатам эксперимента были получены фактические эпюры распределения давления по дну корыта при различных толщинах балласта и конструкции рельсошпальной решетки. Было установлено, что давление распределяется неравномерно как поперек оси пути, так и вдоль (рисунок 1.9).

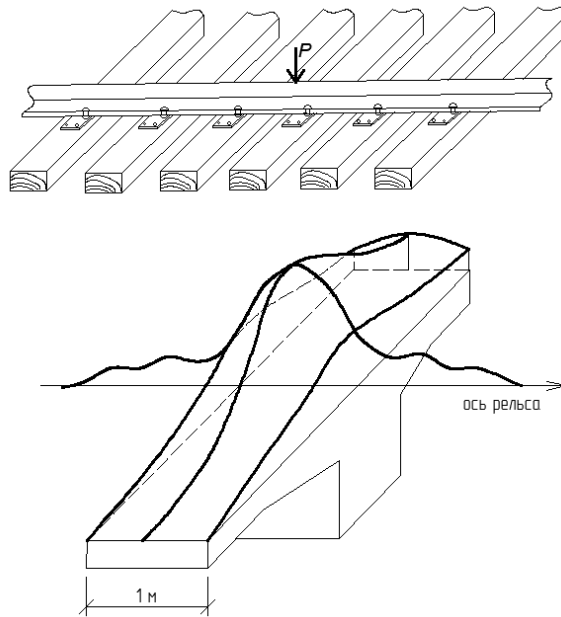


Рисунок 1.9 – Эпюра распределения давления по дну балластного корыта на длине 1 м по результатам эксперимента А. Н. Яшнова [111]

А. Н. Яшнов показал, что благодаря большой жесткости железобетонного пролетного строения относительно конструкций пути жесткость подрельсового основания  $E_{по}$  для железобетонных пролетных строений можно принимать равным модулю упругости балласта  $E_b$  [111]. Также были уточнены значения коэффициента изгиба шпал при устройстве пути на пролетных строениях. Так, для деревянных шпал  $\alpha = 0,65$  при  $E_{но}=400$  МПа и  $\alpha = 0,72$  при  $E_{но}=50$  МПа; для железобетонных шпал значение коэффициента изгиба шпал изменяется в диапазоне от 0,82 до 1,0 при  $E_{но}=400$  МПа и  $E_{но}=50$  МПа соответственно.

На основе эпюр распределения давления по дну железобетонного балластного корыта, полученных в ходе эксперимента, для разных типов верхнего строения пути были определены поправочные коэффициенты, учитывающие влияние неравномерности распределения давления вдоль продольной оси шпалы. Эти коэффициенты могут быть вычислены по следующим формулам [111]:

$$\eta_M = \frac{M_{\text{э}}}{M_T}; \quad (1.23)$$

$$\eta_Q = \frac{Q_{\text{э}}}{Q_T}, \quad (1.24)$$

где  $M_{\text{э}}$  и  $Q_{\text{э}}$  – экспериментальные значения изгибающего момента и поперечной силы от временной нагрузки в расчетном сечении консоли;  $M_T$  и  $Q_T$  – значения изгибающего момента и поперечной силы от временной вертикальной нагрузки в расчетном сечении консоли в предположении равномерного характера распределения вертикального давления по плите.

Эмпирические значения коэффициентов  $\eta_M$  и  $\eta_Q$  вошли в нормативный документ [74] и используются для определения внутренних усилий в расчетных сечениях плиты балластного корыта при расчете грузоподъемности железобетонных пролетных строений. Необходимо отметить, что в приведенных выше экспериментах [10; 21–24; 111] не были исследованы особенности устройства верхнего строения пути в кривых участках пути.

Экспериментальных исследований по изучению распределения давления по плите ортотропного балластного корыта проведено не было.

### **1.3 Особенности пространственной работы пролетных строений, установленных в кривых участках пути**

#### **1.3.1 Распределение нагрузки от подвижного состава между балками пролетного строения**

В мостах на кривых участках пути применяют, как правило, прямолинейные пролетные строения. Для типовых конструкций такое исполнение позволяет унифицировать технологию изготовления и монтажа пролетного строения. Эксцентриситет пути по длине пролетного строения непостоянен и изменяется в большом диапазоне в зависимости от радиуса кривой и длины самого пролетного строения. С учетом неравномерного распределения давления от подвижной нагрузки через балластный слой, разной толщины балласта под концами шпал, которая, как и ось пути, по длине пролетного строения смещается на величину  $e_{\text{бi}}$  и



$e_{ki}$  соответственно, воздействия центробежной силы  $c_0 k_{вр}$ , становится очевидно, что спектр силовых воздействий от постоянных и временных нагрузок получается довольно сложным.

Согласно требованиям СП 35.13330.2011 [87] и «Руководства...» [76], центр тяжести подвижного состава  $H_{п\text{ цт}}$ , относительно которого прикладывается вертикальное усилие  $k_{вр}$  и центробежная составляющая  $c_0 k_{вр}$ , расположен на высоте 2,2 м от головки рельса. За счет объединения балластного корыта с главными балками все пролетное строение испытывает стесненное кручение относительно центра изгиба [97], который в свою очередь зависит от конструкционного исполнения пролетного строения. В связи с этим задача о корректном определении доли временной нагрузки, приходящейся на каждую из балок, становится особенно актуальной [7].

Согласно «Руководству...» [76], вычисление доли нагрузки от подвижного состава, которую воспринимает наиболее нагруженная балка в кривых участках пути как для сталежелезобетонных пролетных строений, так и для металлических балок, объединенных ортотропной плитой, ведется по формуле:

$$\varepsilon_k = 0,5 + \frac{e_c - 0,3f_n}{B_{ГБ}} \geq 0,5, \quad (1.25)$$

где  $e_c$  – смещение оси пути относительно оси пролетного строения в поперечном направлении (эксцентриситет) в середине пролета (вправо по ходу движения со знаком плюс, влево – со знаком минус);  $B_{ГБ}$  – расстояние между осями главных балок;  $f_n$  – стрела кривой пути на пролетном строении:

$$f_n = e_c + \frac{e_n + e_k}{2}, \quad (1.26)$$

где  $e_n, e_k$  – эксцентриситеты пути по концам пролетного строения (вправо по ходу движения со знаком плюс, влево – со знаком минус).

При скорости движения поездной нагрузки свыше 25 км/ч долю временной нагрузки, которую воспринимает наиболее нагруженная балка, необходимо вычислять с учетом центробежной силы по формуле [76]:

$$\varepsilon_{kc} = \frac{\varepsilon_k}{1 + \xi_c}; \quad (1.27)$$

$$\xi_c = \frac{2c_0 h_{yc}}{B(1 + \mu)}, \quad (1.28)$$

где  $(1 + \mu)$  – динамический коэффициент к эталонной нагрузке;  $h_{yc}$  – расстояние по вертикали от горизонтальной плоскости опирания пролетного строения на опорные части до точки приложения центробежной силы, расположенной на 2,2 м выше головки рельса;  $c_0$  – коэффициент, определяющий величину нагрузки от центробежной силы:

$$c_0 = 0,008 \frac{v^2}{R} \leq 0,15, \quad (1.29)$$

где  $v$  – расчетная скорость движения поездов, км/ч;  $R$  – радиус кривой.

В работе Е. В. Роговой [73] была предложена формула для вычисления доли нагрузки от подвижного состава, которую воспринимает наиболее нагруженная балка, для пролетных строений, выполненных по типовому проекту серии 3.501–49 инв. № 739:

$$\varepsilon = 0,5 \pm A_3 \cdot 0,001 \cdot (e_n + 2 \cdot e_c + e_k), \quad (1.30)$$

где  $A_3$  – эмпирический коэффициент, зависящий от расчетной длины пролетного строения, полученный по результатам испытаний и математического моделирования.

Необходимо отметить, что формула (1.30), как и формулы (1.25) – (1.28), представленные в «Руководстве...» [76], не учитывают пространственную работу сооружения, конструктивные особенности пролетного строения, неравномерное распределение нагрузки на внутренний и наружный рельсы, разную высоту балласта под концами шпал. Кроме того, в формуле (1.30) отсутствуют переменные, учитывающие скорость движения поездной нагрузки и центробежную составляющую, а коэффициент  $A_3$  получен только для ограниченного числа типов пролетных строений.

### 1.3.2 Применение теории тонкостенных стержней для пролетных строений

20 мая 2011 г. вступил в силу новый свод правил по проектированию и строительству СП 16.13330.2011 «Стальные конструкции» [86], отличительной особенностью которого является учет бимоента  $B_\omega$  в расчетах по несущей способности элементов стальных конструкций (чего не было ни в одном ранее изданном отечественном нормативном документе). В нем при расчете на прочность изгибаемых элементов сплошного сечения бимомент как силовой фактор фигурирует наравне с изгибающими моментами  $M_z$  и  $M_y$ :

$$\frac{M_y}{I_y} z \pm \frac{M_z}{I_z} y \pm \frac{B_\omega}{I_\omega} \omega \leq R_y, \quad (1.31)$$

где  $M_y$  и  $M_z$  — значения изгибающих моментов относительно осей  $y$  и  $z$  соответственно;  $I_y$  и  $I_z$  — моменты инерции сечения относительно осей  $y$  и  $z$  соответственно;  $x$  и  $y$  — расстояния от центра масс до рассматриваемой точки;  $\omega$  — секториальная площадь в рассматриваемой точке.

Нормальные напряжения в сечении, вызванные действием бимоента, могут составлять значительную долю от напряжений, вызванных суммарным действием внутренних усилий, особенно при приложении внешней нагрузки со значительным эксцентриситетом относительно центра изгиба, а также при малой крутильной жесткости поперечного сечения пролетного строения. Необходимо отметить, что нормы [86] не распространяются на проектирование стальных конструкций мостов.

Согласно исследованиям В. З. Власова [20], тонкостенными стержнями считают длинные призматические оболочки, характеризующиеся тем, что их длина, ширина и толщина выражена величинами разных порядков. Таким образом, конструкция относится к тонкостенным стержням при выполнении следующих условий:

$$\frac{t_c}{b_c} \leq 0,1 \text{ и } \frac{b_c}{l_c} \leq 0,1, \quad (1.32)$$

где  $t_c$  — толщина стенки стержня,  $b_c$  — любой характерный размер поперечного сечения стержня,  $l_c$  — длина стержня.

Условию (1.32) отвечают многие строительные конструкции, в том числе все типовые проекты металлических пролетных строений с железобетонными и металлическими ортотропными балластными корытами. При работе тонкостенного стержня некруглого поперечного сечения в условиях стесненного кручения в нем возникают продольные деформации, вызванные действием бимоента, и пропорциональные этой деформации нормальные напряжения. Необходимо отметить, что применение теории В. З. Власова [20] для балок пролетных строений допустимо только в том случае, если приложенное к ним усилие не вызывает потерю устойчивости отдельных его элементов, так как тогда будет нарушена гипотеза жесткого контура.

### 1.3.3 Способы определения усилий в тонкостенных стержнях при действии поперечных нагрузок

Аналитическое решение определения усилий в тонкостенном стержне при действии на него поперечной нагрузки, не проходящей через центр изгиба, сводится к решению дифференциальных уравнений равновесия:

– для стержней открытого профиля по бессдвиговой теории В. З. Власова [20]:

$$\begin{cases} -M_t' - B_\omega'' = m_t + m_\omega'; \\ -B_\omega' + M_\omega = m_\omega \end{cases} \quad (1.33)$$

– для стержней закрытого профиля по полусдвиговой теории А. А. Уманского [98] и другой полусдвиговой теории В. И. Сливкера [84]:

$$\begin{cases} -M_t' - M_\omega' = m_t, \\ -B_\omega' + M_\omega = m_\omega \end{cases} \quad (1.34)$$

где  $M_t$  – момент чистого кручения;  $B_\omega$  – бимомент;  $M_\omega$  – секториальный крутящий момент (момент стесненного кручения);  $m_t$  – внешний погонный крутящий момент;  $m_\omega$  – внешний погонный бимомент.

Аналитический расчет тонкостенных стержней методом начальных параметров недостаточно широко используется на практике из-за сложности

алгоритма расчета и большой трудоемкости. Одним из наиболее популярных в настоящее время методов расчета строительных конструкций является метод конечных элементов [13; 16; 38; 39; 57; 71]. Решение задачи механики деформируемого твердого тела методом конечных элементов сводится к решению системы линейных уравнений:

$$[K]\{Z\} = \{P\}, \quad (1.35)$$

где  $[K]$  – матрица жесткости конечных элементов;  $\{Z\}$  – вектор узловых перемещений конечных элементов;  $\{P\}$  – вектор узловых сил конечных элементов.

Для определения усилий в тонкостенных конструкциях используют плитные (оболочечные) конечные элементы, обладающие пятью степенями свободы в узле. Такой подход дает хорошую сходимость с аналитическими расчетами при достаточной дискретизации сетки конечных элементов. Однако основными недостатками этого метода являются сложность и трудоемкость построения модели, а также ее дальнейшей корректировки при вариантном проектировании. Другим способом определения усилий в тонкостенных конструкциях, который пока не нашел широкого применения в программных комплексах, является использование в модели стержневых конечных элементов с дополнительной степенью свободы в узлах (мерой депланации).

М. А. Гуркова [27] разработала подход к получению матрицы жесткости стержневого тонкостенного конечного элемента на основе теорий В. З. Власова [20] и А. А. Уманского [98]. Другой способ получения матрицы жесткости аналогичного конечного элемента, но уже по теории В. И. Сливкера [84], приведен в работе В. А. Рыбакова [80]. С. Ф. Дьяковым и В. В. Лалиным [29] путем сравнения различных конечно-элементных моделей показано, что учет деформации сдвига в статических задачах не дает сколько-нибудь значимого изменения решения при использовании разных теорий расчета.

М. А. Гурковой [27] для построения матриц жесткости «тонкостенных» стержней открытого и замкнутого контура использован разный подход. Таким образом, для модели, состоящей из комбинации таких стержней, требуется

разделять их между собой, что делает этот подход недостаточно универсальным. Кроме того, использование матрицы жесткости тонкостенного стержня замкнутого контура, полученной М. А. Гурковой, ограничено условием постоянной толщины пластинок, образующих контур. Для пролетных строений, балки которых в уровне нижних листов объединены продольными стержневыми связями, невозможно применение формул, предложенных в работе [27].

Наиболее удобный и универсальный способ построения матриц жесткости тонкостенных стержней был предложен В. А. Рыбаковым. Полученные им формулы и закономерности [80] справедливы для стержней не только открытого профиля, но и замкнутого, а толщины пластинок, образующих контур, могут отличаться между собой.

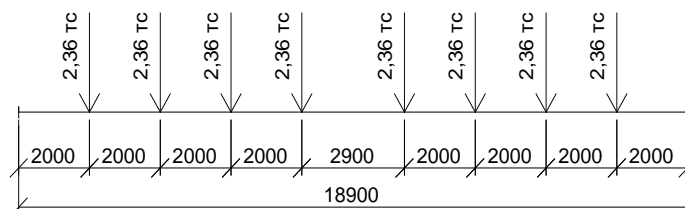
#### **1.4 Временная подвижная нагрузка при расчете элементов железнодорожных пролетных строений**

В соответствии с нормативным документам [74; 76; 87], проектирование новых и расчет грузоподъемности существующих пролетных строений железнодорожных мостов, выполненных из железобетонных (плита балластного корыта) и металлических (главные балки и ортотропная плита балластного корыта) несущих конструкций определяют для временной вертикальной нагрузки от подвижного состава железных дорог СК. Показатель К обозначает класс устанавливаемой нагрузки.

Временная вертикальная нагрузка по схеме С1 определена 8-осным электровозом и 16-осным транспортером с осевыми нагрузками 2,36 тс в различных комбинациях с тяжелыми нагрузками 1 тс/м пути [17]. Схема электровоза и транспортера показана на рисунке 1.10. К указанным выше нагрузкам для малых длин загрузки дополнительно рассматривают две отдельные перегруженные оси по 2,5 тс (с расстояниями между ними 1,5 м для локомотивов и 1,2 м для транспортеров). Если на линию влияния попадает хоть одна ось транспортера, то усилие, полученное при загрузке данной линии

влияния, необходимо уменьшить на 10 %. Это связано с тем, что для транспортеров одновременное совпадение максимального динамического коэффициента и коэффициента перегрузки маловероятно с учетом их редкого обращения по сравнению с обычными поездами.

а)



б)

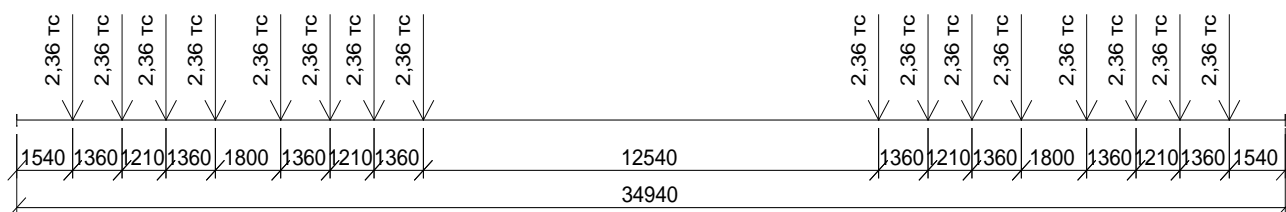


Рисунок 1.10 – Схема нагрузок, входящих в состав эталонной нагрузки С1

а) – 8-осный электровоз; б) – 16-осный транспортер

Расчет грузоподъемности ни сталежелезобетонных, ни цельнометаллических пролетных строений с ортотропной плитой балластного корыта «Руководством...» [76] не регламентирован. Для плиты балластного корыта сталежелезобетонного пролетного строения возможно выполнить классификацию по «Руководству...» [74] как для железобетонных пролетных строений. Проверки прочности основных несущих конструкций металлических и сталежелезобетонных главных балок, а также железобетонного и ортотропного балластного корыта выполняют по СП 35.13330.2011 [87], однако способ определения внутренних усилий в основных несущих элементах металлических пролетных строений с ездой на балласте остается за инженером.

## 1.5 Цель и задачи исследования

Проведенный анализ конструкций пролетных строений железнодорожных мостов с балластным корытом, включенным в работу главных балок, позволяет сделать следующие выводы.

Применение металлических пролетных строений с балластным корытом, включенным в совместную работу с главными балками, позволяет устраивать мосты на участках пути малого радиуса. Такое решение существенно повышает несущую способность конструкции и приводит к значительной экономии материала. Согласно базе данных ЕК АСУИ ИССО, в настоящее время на сети железных дорог ОАО «РЖД» эксплуатируют около 1200 сталежелезобетонных пролетных строений, 65 % от их общего числа выполнены по типовому проекту 3.501–49, инв. № 739. Из-за большой дефектности швов омоноличивания железобетонного балластного корыта использование сталежелезобетонных пролетных строений было запрещено на сети железных дорог России. Единственной конструкцией, которую возможно установить в кривых участках пути взамен старых сталежелезобетонных или при строительстве новых мостов, стали металлические пролетные строения с ортотропным балластным корытом. На сегодняшний день на сети железных дорог ОАО «РЖД» уже установлено более 650 пролетных строений такой конструкции, и их число продолжает расти.

*Расчет новых конструкций* пролетных строений осуществляют в соответствии с действующим СП 35.13330.2011 Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84\* [87], но в нем отсутствуют указания по определению внутренних усилий в элементах пролетных строений от постоянной и временной нагрузок. При проектировании необходимо учитывать, что пролетное строение в кривых испытывает стесненное кручение, величина которого зависит от его конструкции, уровня неравномерности распределения давления на внутренний и наружный рельсы от подвижной нагрузки, изменения эксцентриситета по длине пролетного строения, разной толщины слоя балласта под концами шпал, а также воздействия центробежной силы.



*Для уже эксплуатируемых конструкций* расчет грузоподъемности как сталежелезобетонных пролетных строений, так и пролетных строений с ортотропной плитой балластного корыта «Руководством...» [76] никак не регламентирован. При капитальном ремонте железнодорожного пути на перегонах часто изменяют толщину балласта под шпалой на мостах и сдвигают путь с проектных отметок. В настоящее время около трети всех металлических пролетных строений с балластным корытом, включенным в работу главных балок, имеют отклонения в содержании мостового полотна от требований нормативных документов по содержанию искусственных сооружений на сети железных дорог ОАО «РЖД» [41; 42], что негативно влияет на грузоподъемность основных несущих конструкций.

Таким образом, на сегодняшний день нет нормативного документа, в котором в полном объеме представлены рекомендации по определению параметров напряженно-деформированного состояния элементов металлических пролетных строений с балластным корытом, включенным в работу с главными балками. В такой ситуации задача совершенствования методики расчета элементов металлических сплошностенчатых однопутных железнодорожных пролетных строений с ездой на балласте становится особо актуальной.

Существующие способы оценки напряженно-деформированного состояния, представленные в нормативных документах по определению грузоподъемности металлических железнодорожных пролетных строений [40; 76], а также в технической литературе, используемой инженерами при проектировании новых сооружений, имеют ряд допущений. Они могут приводить к существенным отклонениям в сравнении с более точными расчетами и возможному нерациональному использованию материалов. Среди таких исходных предпосылок можно отметить приведение сложных линий влияния усилий в элементах к треугольным, выражение местного давления по плите балластного корыта посредством равномерно распределенной нагрузки, игнорирование пространственной крутильной жесткости пролетного строения при оценке распределения усилий в главных балках и другие. Использование методов оценки

напряженно-деформированного состояния элементов пролетного строения, основанных на уточненных расчетных схемах и предпосылках, не должны приводить к существенным затратам времени инженеров на проведение проверочных расчетов. Выполнение сложных вычислений без увеличения трудозатрат возможно только с применением программных комплексов, основанных на методе конечных элементов. Однако существующие пакеты программ, как правило, являются универсальными и не позволяют решить данную узкоспециализированную задачу в полном объеме, что требует от расчетчика больших трудозатрат на дополнительные вычисления. Подходы к созданию расчетных моделей и к способам приложения нагрузок разнообразны и не стандартизированы. В такой ситуации пользователю приходится рассчитывать только на свои знания и опыт.

На основании изложенного может быть сформулирована цель настоящего исследования: снижение материалоемкости проектируемых железнодорожных металлических пролетных строений с ездой на балласте посредством совершенствования методики определения напряженно-деформированного состояния основных несущих элементов и обеспечение прочности эксплуатируемых конструкций путем совершенствования методики оценки их грузоподъемности. Для достижения поставленной цели необходимо решить следующие задачи:

- разработать аналитический подход к определению угла закручивания произвольного сечения металлического пролетного строения с ездой на балласте от работы переменного по длине конструкции внешнего крутящего момента в условиях стесненного кручения;

- уточнить численные значения жесткости подрельсового основания и коэффициента изгиба шпал для абсолютно жесткого основания при разных значениях модуля упругости балласта и типов шпал, а также предложить подход к определению данных параметров, учитывающий податливость плиты балластного корыта;

– установить универсальные функциональные зависимости величины вертикального давления в любой точке поверхности основания балластного слоя от конфигурации верхнего строения пути и физико-механических параметров его элементов, позволяющие применять их для расчета оснований в виде железобетонных и металлических ортотропных балластных корыт или в виде земляного полотна;

– выполнить комплекс экспериментальных исследований на эксплуатируемых сооружениях для валидации теоретических результатов, полученных по усовершенствованной методике, с фактическими численными значениями параметров напряженно-деформированного состояния главных балок и элементов плит балластного корыта цельнометаллических и сталежелезобетонных пролетных строений мостов, расположенных в прямых и кривых участках пути.

## 2 ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ГЛАВНЫХ БАЛОК МЕТАЛЛИЧЕСКОГО ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ

Внутренние усилия в элементах металлической ортотропной плиты балластного корыта вызваны как общими деформациями пролетного строения, так и местными перемещениями листа настила и подкрепляющих его продольных и поперечных ребер. В данном разделе приведены основные положения методики определения усилий только при общих деформациях ортотропного металлического балластного корыта. Учет внутренних усилий от местных перемещений пролетного строения будет подробно рассмотрен в разделе 3.

### 2.1 Расчетная схема к определению внутренних усилий в главных балках пролетного строения, расположенного в кривом участке пути

При движении поезда с некоторой скоростью по пролетному строению, установленному в кривом участке пути, на пролетное строение действуют следующие внешние нагрузки: вертикальная нагрузка  $k_{вр}$ , вызванная весом состава, и нагрузка  $c_0 k_{вр}$ , вызванная центробежной силой. Нагрузка  $c_0 k_{вр}$  действует под углом  $\alpha_{ш}$  к горизонтальной плоскости. Схема действия внешних сил на пролетное строение показана на рисунке 2.1.

На рисунке 2.2 приведена расчетная схема действия внешних сил. В результате переноса сил к центру изгиба поперечного сечения пролетного строения возникает распределенный крутящий момент  $m_x$ , равномерно распределенная вертикальная нагрузка от веса подвижного состава и собственного веса элементов пролетного строения и верхнего строения пути  $q_z$ , а также равномерно распределенная горизонтальная нагрузка от действия центробежной силы  $q_y$ . Более подробный алгоритм определения внешних, действующих на пролетное строение, представлен в работах [35; 88].

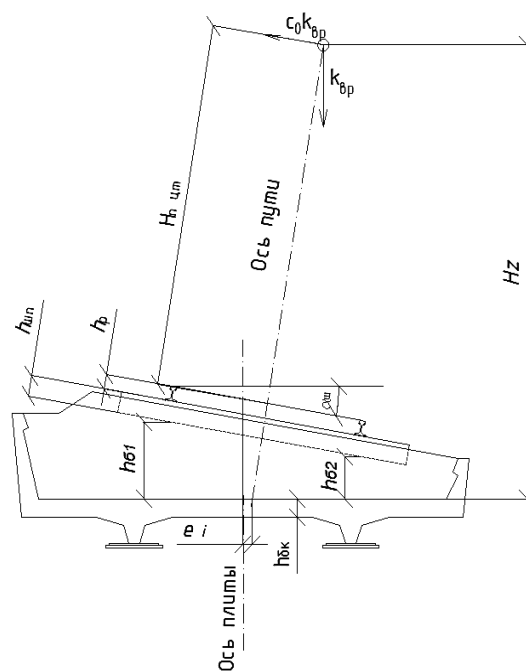


Рисунок 2.1 – Действие внешних сил на пролетное строение

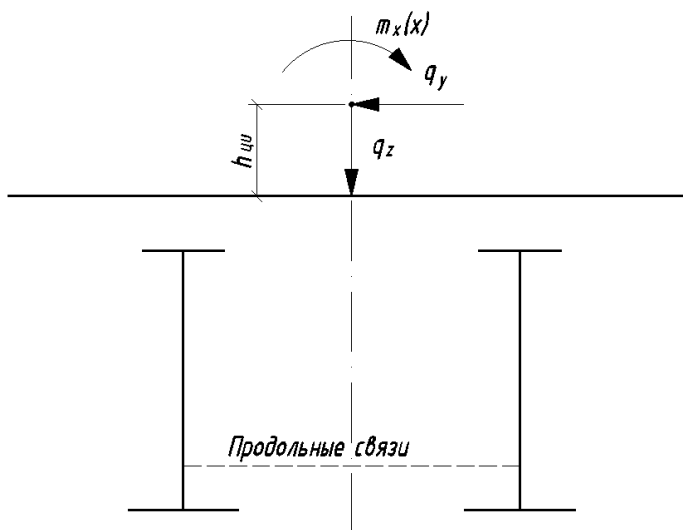


Рисунок 2.2 – Расчетная схема действия внешних сил на пролетное строение

Плечо от действия  $q_y$  относительно оси плиты балластного корыта можно вычислить по формуле:

$$H_z = \frac{h_{бк} + h_{б1} + h_{б2}}{2} + (h_{шп} + h_p + H_{пцт}) \cos \alpha_{ш}, \quad (2.1)$$

где  $h_{б1}$  и  $h_{б2}$  – высота балласта под внутренним и наружным рельсами соответственно;  $h_{шп}$  – высота шпалы;  $h_p$  – высота рельса;  $h_{бк}$  – толщина плиты балластного корыта;  $H_{пцт}$  – высота от линии, соединяющей головки рельсов, до

центра тяжести подвижного состава, которое допустимо принимать величиной 2,2 м;  $\alpha_{ш}$  – угол наклона шпалы, определяемый по формуле:

$$\alpha_{ш} = \arcsin \frac{|h_{61} - h_{62}|}{S_k}. \quad (2.2)$$

Исходя из схемы, изображенной на рисунке 2.1, суммарная вертикальная  $q_z$  и горизонтальная  $q_y$  равномерно распределенные нагрузки вычисляются по формулам:

$$q_z = k_{вр} \left( 1 - \frac{c_0 \sin \alpha}{1 + \mu} \right); \quad (2.3)$$

$$q_y = \frac{c_0 k_{вр} \cos \alpha}{1 + \mu}. \quad (2.4)$$

Для разложения нагрузки в ряд Фурье, о чем будет подробно изложено в п. 2.3, необходимо вычислить значение функции крутящего момента  $m_x = m_x^v + m_x^p$  в начале, середине и конце пролета. Значения функции крутящего момента от временной нагрузки  $m_x^v$  вычисляются по формулам:

– в начале пролета:

$$m_{x0}^v = q_{zвр} (e_n + H_z \operatorname{tg} \alpha) - q_y (H_z - h_{ци}), \quad (2.5)$$

– в середине пролета:

$$m_{x0.5}^v = q_{zвр} (e_c + H_z \operatorname{tg} \alpha) - q_y (H_z - h_{ци}), \quad (2.6)$$

– в конце пролета:

$$m_{x1}^v = q_{zвр} (e_k + H_z \operatorname{tg} \alpha) - q_y (H_z - h_{ци}), \quad (2.7)$$

где  $h_{ци}$  – расстояние между центром изгиба и осью плиты балластного корыта (см. рисунок 2.2).

Центр тяжести балластного слоя в поперечном сечении конструкции смещается на некоторый эксцентриситет от вертикальной оси пролетного строения для обеспечения возвышения наружного рельса. Аналогично рассмотренной выше нагрузке от подвижного состава, вес балластного слоя можно разложить на распределенную вертикальную нагрузку и распределенный крутящий момент. Таким образом, для дальнейших расчетов необходимо вычислить значения функции  $m_x^p$  в начале, середине и конце пролета от веса балласта с частями пути. Эксцентриситет приложения веса балласта:

$$e_6(x) = L_k \left( 0,5 - \frac{3h_{пб} + \Delta h_{пб}}{3(2h_{пб} + \Delta h_{пб})} \right) + e(x), \quad (2.8)$$

где  $L_k$  – ширина балластного корыта между внутренними гранями продольных бортов;  $h_{пб}$  – высота меньшего продольного борта от верха плиты;  $\Delta h_{пб}$  – разница высот продольных бортов.

Момент от веса балластной призмы вычисляют по формуле:

$$m_x^p(x) = q_6 e_6(x), \quad (2.9)$$

где  $q_6$  – погонная нагрузка от веса балласта.

## 2.2 Определение геометрических характеристик тонкостенного стержня

Способы определения геометрических характеристик сечения тонкостенного стержня широко известны и подробно приведены в работах [15;20;80]. Однако авторами рассмотрены только сечения, состоящие из пластинок одного материала. Для определения геометрических характеристик сечения тонкостенного стержня, состоящего из пластинок разной толщины и из разного материала (в случае объединения главных балок железобетонным балластным корытом), автором предложен следующий алгоритм действий.

1) Вычислить площадь сечения  $A$ , состоящего из  $n$  пластинок по формуле:

$$A = \sum_i A_i = \frac{1}{E} \sum_{i=1}^n E_i \delta_i S_i, \quad (2.10)$$

где  $E$  – модуль упругости материала, к которому приводится все сечение;  $E_i$  – модуль упругости материала, из которого изготовлена  $i$ -ая пластинка, образующая контур поперечного сечения;  $\delta_i$  – толщина  $i$ -ой пластинки;  $S_i$  – длина  $i$ -ой пластинки.

2) Построить эпюры координат относительно произвольного полюса  $B$ . Удобнее всего в качестве полюса принимать точку, лежащую на пересечении осей вертикального листа и плиты балластного корыта. Если сечение имеет симметрию, то полюс  $B$  располагают на пересечении оси симметрии и контура профиля.

3) Вычислить положение центра тяжести сечения относительно полюса  $B$  по формулам:

$$y_c = \frac{1}{A} \int \delta \cdot y \cdot dS = \frac{1}{EA} \sum_i E_i \delta_i \Omega_{yi}; \quad (2.11)$$

$$z_c = \frac{1}{A} \int \delta \cdot z \cdot dS = \frac{1}{EA} \sum_i \delta_i E_i \Omega_{zi}, \quad (2.12)$$

где  $\Omega_{zi}$  и  $\Omega_{yi}$  – площадь эпюры координаты  $z$  и  $y$   $i$ -ой пластинки соответственно;

4) Определить осевые моменты инерции относительно полюса по формулам:

$$I_{yB} = \int z^2 dA = \int z^2 \delta dS = \frac{1}{E} \sum E_i \delta_i Z_i^2; \quad (2.13)$$

$$I_{zB} = \int y^2 dF = \int y^2 \delta dS = \frac{1}{E} \sum E_i \delta_i Y_i^2, \quad (2.14)$$

где  $Z_i$  и  $Y_i$  – эпюры координаты  $z$  и  $y$   $i$ -ой пластинки соответственно;

5) Вычислить осевые моменты инерции относительно центральных осей:

$$I_{yc} = I_{yB} - z_c^2 A; \quad (2.15)$$

$$I_{zc} = I_{zB} - y_c^2 A. \quad (2.16)$$

б) Построить эпюры секториальных площадей  $\omega$  относительно полюса  $B$  ( $\omega_B$ ). Секториальная площадь представляет собой удвоенную площадь, очерчиваемую радиус-вектором  $r$  при движении из одной точки в другую. Если радиус-вектор вращается по часовой стрелке, приращение площади  $d\omega$  имеет знак  $+$  ( $-$ ), против часовой стрелки знак  $-$  ( $+$ ).

В случае если сечение или часть сечения представлена замкнутым контуром, то после построения эпюры секториальных площадей для точек, лежащих на замкнутом контуре, необходимо ординаты эпюры пересчитать по формуле:

$$\varpi_i = \omega_i - \frac{S_i \Omega_k}{G_i \delta_i \sum \frac{S_k}{G_k \delta_k}}, \quad (2.17)$$

где  $\Omega_k$  – удвоенная площадь замкнутого контура,  $G_i$  – модуль сдвига материала, из которого изготовлена  $i$ -ая пластинка, образующая контур



поперечного сечения,  $G_k$  – модуль сдвига материала, из которого изготовлена  $k$ -ая пластинка, образующая контур поперечного сечения.

7) Вычислить секториально-линейные статические моменты по формулам:

$$S_{y\omega B} = \int z\omega dA = \frac{1}{E} \sum E_i \delta_i \Omega_{zi} \Omega_{\omega Bi}; \quad (2.18)$$

$$S_{z\omega B} = \int y\omega dA = \frac{1}{E} \sum E_i \delta_i \Omega_{yi} \Omega_{\omega Bi}, \quad (2.19)$$

где  $\Omega_{\omega Bi}$  – площадь эпюры секториальных площадей  $i$ -ой пластинки относительно полюса В.

8) Определить положение центра изгиба А относительно полюса В. Если профиль не имеет осей симметрии, то для определения центра изгиба необходимо решить систему уравнений:

$$\begin{cases} \alpha_y I_{yc} - \alpha_z I_{zyc} - \beta S_y = S_{y\omega B} \\ \alpha_y I_{xyc} - \alpha_z I_{zyc} - \beta S_z = S_{z\omega B} \\ \alpha_y S_y - \alpha_z S_z - \beta F = S_{\omega B} \end{cases}, \quad (2.20)$$

где  $\alpha_y$  и  $\alpha_z$  – смещение центра изгиба А относительно вспомогательного полюса В по оси  $y$  и  $z$  соответственно,  $I_{xyc}$  – центробежный момент инерции относительно центра тяжести,  $S_y$  и  $S_z$  – статические моменты сечения относительно вспомогательного полюса В и осей  $y$  и  $z$ ,  $\beta$  – вспомогательная величина.

Если поперечное сечение имеет ось симметрии, то если система координат будет совпадать с главными осями сечения, система уравнений (2.20) будет представлять собой в два независимых уравнения (при этом полюс В должен выбираться на оси симметрии):

$$\alpha_y = \frac{S_{y\omega B}}{I_{yc}}; \quad (2.21)$$

$$\alpha_z = -\frac{S_{z\omega B}}{I_{zc}}. \quad (2.22)$$

9) Построить эпюры секториальных площадей относительно центра изгиба (полюса А). Ординаты эпюры  $\omega_A$  находят по формуле:

$$\omega_A = \omega_B - \alpha_y z + \alpha_z y - \frac{\sum \Omega_{\omega_i}}{A}. \quad (2.23)$$

10) Вычислить значение секториального момента инерции по формуле:

$$I_{\omega} = \int \omega^2 dA = \sum \Omega_{\omega i}^2 . \quad (2.24)$$

11) Вычислить значение жесткости поперечного сечения стержня на кручение. Если сечение представлено только открытым контуром, то жесткость на кручение вычисляется по формуле [20]:

$$GI_t = \sum \frac{1}{3} S_i \delta_i G_i . \quad (2.25)$$

В качестве открытого контура могут быть представлены двутавровые главные балки, не объединенные нижними продольными связями. При их наличии или в случае, когда главная балка представлена коробчатым сечением, жесткость на кручение вычисляется как сумма жесткости замкнутого контура с приведенными толщинами и жесткости открытого контура по формуле (2.26). Однако для типовых проектов металлических железнодорожных пролетных строений с ездой на балласте влияние открытого контура менее 1 %, поэтому им можно пренебрегать.

$$GI_t = \frac{\Omega_k^2}{\sum \frac{S_i}{G_i \delta_i}} + \sum \frac{1}{3} S_i \delta_i G_i . \quad (2.26)$$

Для пролетного строения, состоящего из плиты балластного корыта и двух главных балок, контур ограничен осью плиты, вертикальными стенками двутавровых балок (стенками коробчатой балки) и горизонтальной плоскости связей (нижнего листа коробчатой балки).

Если балки объединены нижними продольными связями, то контур считается замкнутым, а связи приводятся к сплошной пластинке, эквивалентной им при сдвиговых деформациях. В качестве примера на рисунке 2.3 приведен блок связей из одного раскоса. Перемещение из точки  $A$  в точку  $A'$  на величину  $\delta_{св}$  вызовет в раскосе продольную силу  $N$ , величина которого вычисляется по формуле:

$$N = \frac{EA_{\text{раск}} \cos \alpha_{св} \sin \alpha_{св}}{B_{ГБ}} \delta_{св} , \quad (2.27)$$

где  $A_{\text{раск}}$  – площадь раскоса связи;  $\alpha_{св}$  – угол наклона раскоса связи.

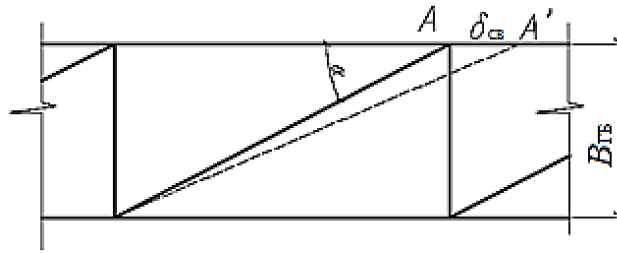


Рисунок 2.3 – Блок продольной связи из одного раскоса

Сдвигающая сила, необходимая на перемещение стержня на величину  $\delta_{св}$ , будет равна проекции продольной силы в стержни на направление перемещения:

$$T_{сд} = N \cos \alpha_{св} = \frac{EA_{раск} \cos^2 \alpha_{св} \sin \alpha_{св}}{B_{ГБ}} \delta_{св}. \quad (2.28)$$

Теперь рассмотрим работу на сдвиг эквивалентной стальной пластины. Касательное напряжение, действующее в пластине при перемещении ее вершины на величину  $\delta$  вычисляют по формуле:

$$\tau = \frac{T_{сд}}{B_{ГБ} \operatorname{ctg} \alpha_{св} t_{эКВ}} = \frac{G}{B_{ГБ}} \delta_{св}. \quad (2.29)$$

С учетом формул (2.28) и (2.29) толщину эквивалентной пластинки можно вычислить по формуле:

$$t_{эКВ} = \frac{EA_{раск} \cos \alpha_{св} \sin^2 \alpha_{св}}{GB_{ГБ}}. \quad (2.30)$$

В том случае, если блок связи представлен крестовой решеткой, формула для вычисления толщины эквивалентной пластинки имеет вид:

$$t_{эКВ} = \frac{2EA_{раск} \cos \alpha_{св} \sin^2 \alpha_{св}}{GB_{ГБ}}. \quad (2.31)$$

Следующие пункты алгоритма расчета геометрических характеристик сечения необходимы при составлении матрицы жесткости тонкостенного стержневого конечного элемента по В. А. Рыбакову [80].

12) Построить эпюру секториального статического момента, используя формулу:

$$S_{\omega} = \int \delta \omega ds . \quad (2.32)$$

13) Для тонкостенного стержня замкнутого контура построить эпюру приведенного секториального статического момента путем пересчета ординат эпюры секториального статического момента по формуле (только для стержней, образующих замкнутый контур:

$$\bar{S}_{\omega} = S_{\omega} - \frac{\oint \frac{S_{\omega} r ds}{G_i \delta_i}}{\oint \frac{r ds}{G_i \delta_i}} - \frac{I_{\omega}}{\Omega_k} ; \quad (2.33)$$

$$\oint \frac{S_{\omega} r ds}{\delta} = \sum \frac{s_i r_i}{6 \delta_i} (S_{\omega_{\text{н}}} + 4S_{\omega_{\text{с}}} + S_{\omega_{\text{к}}}) , \quad (2.34)$$

где  $r_i$  – кратчайшее расстояние от центра изгиба  $i$ -го стержня.

При постоянной и одинаковой толщине всех стенок формула (2.33) принимает вид:

$$\bar{S}_{\omega} = S_{\omega} - \frac{I_{\omega} + \oint S_{\omega} r ds}{\Omega_k} . \quad (2.35)$$

При тонкостенном стержне открытого контура  $\bar{S}_{\omega} = S_{\omega}$ .

14) Вычислить коэффициент  $\psi$ :

$$\psi = 1 + \frac{I_x}{I_{\omega}^2} \oint \frac{(\bar{S}_{\omega})^2}{\delta} ds . \quad (2.36)$$

Умножение эпюр, ординаты которых соединяются по прямой, удобно выполнять по правилу Симпсона:

$$\mathcal{E}_i = \frac{s_i}{6} (\mathcal{E}_{1\text{н}} \cdot \mathcal{E}_{2\text{н}} + 4 \cdot \mathcal{E}_{1\text{с}} \cdot \mathcal{E}_{2\text{с}} + \mathcal{E}_{1\text{к}} \cdot \mathcal{E}_{2\text{к}}) , \quad (2.37)$$

где  $\mathcal{E}_i$  – результат перемножения эпюр по  $i$ -ой пластинке;  $\mathcal{E}_{1\text{н}}$ ,  $\mathcal{E}_{1\text{с}}$  и  $\mathcal{E}_{1\text{к}}$  – ординаты начала, середины и конца первой эпюры;  $\mathcal{E}_{2\text{н}}$ ,  $\mathcal{E}_{2\text{с}}$  и  $\mathcal{E}_{2\text{к}}$  – ординаты начала, середины и конца второй эпюры;  $s_i$  – длина  $i$ -ой пластинки.

Рассмотрим предложенный алгоритм определения геометрических характеристик сечения пролетного строения на примере сталежелезобетонного пролетного строения, выполненного по типовому проекту серии 3.501–49,

инв. № 739/3 расчетной длиной 27,0 м. В качестве расчетного принято сечение в середине пролета. Класс бетона плиты – В30. Площадь раскоса нижних продольных связей  $A_{\text{раск}}$ , выполненных в виде крестовой решетки, составляет  $15,39 \text{ см}^2$ , угол наклона связей крестовой решетки –  $43,8^\circ$ , шаг между балками – 2,0 м. Фактическое поперечное сечение пролетного строения и его схема в осях приведены на рисунке 2.4. Геометрические размеры и физико-механические характеристики пластинок, составляющие контур сечения, указаны в таблице 2.1

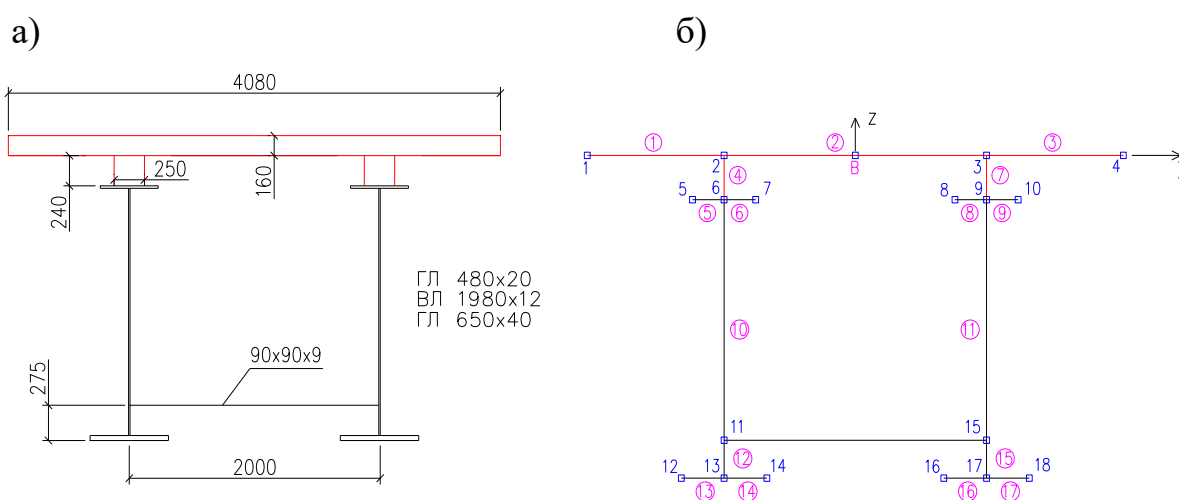


Рисунок 2.4 – Поперечное сечение пролетного строения

а) – фактическое, б) – расчетное в осях

В качестве произвольного полюса принята точка  $B$ , лежащая на вертикальной оси симметрии и на срединной линии плиты балластного корыта. Ввиду симметрии положение центра тяжести и центра изгиба будет находиться на оси  $z$ , поэтому вычисление данных параметров не приведено. Эпюры координат и секториальных площадей относительно полюса  $B$  и  $A$  приведены на рисунке 2.5. Толщина эквивалентной пластинки продольных связей учитывается только при построении эпюры секториальных площадей. Результаты расчета геометрических характеристик приведены в таблице 2.2.

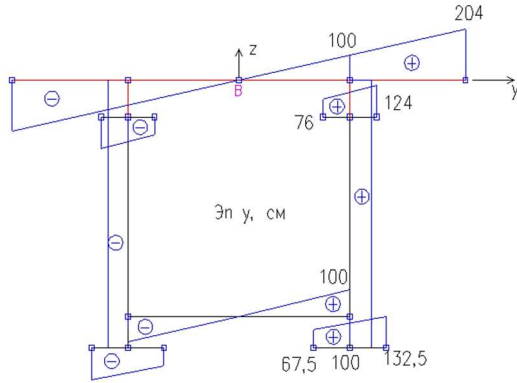
Таблица 2.1 – Параметры пластинок, составляющих контур поперечного сечения пролетного строения

| № пласт. | Начальный узел | Конечный узел | $\delta$ , см | $S$ , см | Модуль упругости $E$ , МПа | Модуль сдвига $G$ , МПа | $\frac{E_i \delta_i}{E_s}$ см | $\frac{G_i \delta_i}{G_s}$ см | $A_i$ , см <sup>2</sup> |
|----------|----------------|---------------|---------------|----------|----------------------------|-------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------|
| 1        | 1              | 2             | 16            | 104      | 32500                      | 13000                   | 2,53                          | 2,67                          | 262,52                  |
| 2        | 2              | 3             | 16            | 200      | 32500                      | 13000                   | 2,53                          | 2,67                          | 504,85                  |
| 3        | 3              | 4             | 16            | 104      | 32500                      | 13000                   | 2,53                          | 2,67                          | 262,52                  |
| 4        | 2              | 6             | 25            | 33       | 32500                      | 13000                   | 3,94                          | 4,17                          | 130,02                  |
| 5        | 5              | 6             | 2             | 24       | 206000                     | 78000                   | 2                             | 2                             | 48                      |
| 6        | 6              | 7             | 2             | 24       | 206000                     | 78000                   | 2                             | 2                             | 48                      |
| 7        | 3              | 9             | 25            | 33       | 32500                      | 13000                   | 3,94                          | 4,17                          | 130,02                  |
| 8        | 5              | 6             | 2             | 24       | 206000                     | 78000                   | 2                             | 2                             | 48                      |
| 9        | 6              | 7             | 2             | 24       | 206000                     | 78000                   | 2                             | 2                             | 48                      |
| 10       | 6              | 11            | 1,2           | 173,5    | 206000                     | 78000                   | 2                             | 2                             | 208,2                   |
| 11       | 9              | 15            | 1,2           | 173,5    | 206000                     | 78000                   | 1,2                           | 1,2                           | 208,2                   |
| 12       | 11             | 13            | 1,2           | 26,5     | 206000                     | 78000                   | 1,2                           | 1,2                           | 31,8                    |
| 13       | 12             | 13            | 4             | 32,5     | 206000                     | 78000                   | 1,2                           | 1,2                           | 130                     |
| 14       | 13             | 14            | 4             | 32,5     | 206000                     | 78000                   | 4                             | 4                             | 130                     |
| 15       | 15             | 17            | 1,2           | 26,5     | 206000                     | 78000                   | 4                             | 4                             | 31,8                    |
| 16       | 16             | 17            | 4             | 32,5     | 206000                     | 78000                   | 1,2                           | 1,2                           | 130                     |
| 17       | 17             | 18            | 4             | 32,5     | 206000                     | 78000                   | 4                             | 4                             | 130                     |
| 18       | 11             | 15            | -             | 200      | 206000                     | 78000                   | -                             | -                             | -                       |
| $\Sigma$ |                |               |               |          |                            |                         |                               |                               | 2481,9                  |

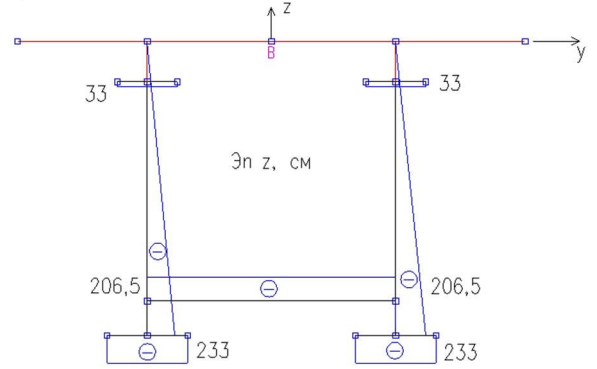
Таблица 2.2 – Результаты расчета геометрических характеристик сечения

| Параметр  | Значение                 | Параметр        | Значение                     |
|-----------|--------------------------|-----------------|------------------------------|
| $y_C$     | 0 см                     | $\Omega_k$      | 82600 см <sup>2</sup>        |
| $z_C$     | -78,8 см                 | $S_{y\omega B}$ | 0 см <sup>5</sup>            |
| $I_{yB}$  | 38542028 см <sup>4</sup> | $S_{z\omega B}$ | -927523869 см <sup>5</sup>   |
| $I_{yC}$  | 23112641 см <sup>4</sup> | $\alpha_y$      | 0 см                         |
| $I_{zB}$  | 27347068 см <sup>4</sup> | $\alpha_z$      | 33,9 см                      |
| $I_{zC}$  | 27347068 см <sup>4</sup> | $I_x$           | 3773115 см <sup>4</sup>      |
| $t_{эКВ}$ | 0,14 см                  | $I_{\omega}$    | 128274218832 см <sup>6</sup> |

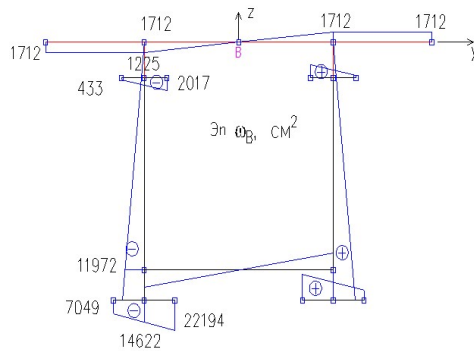
а)



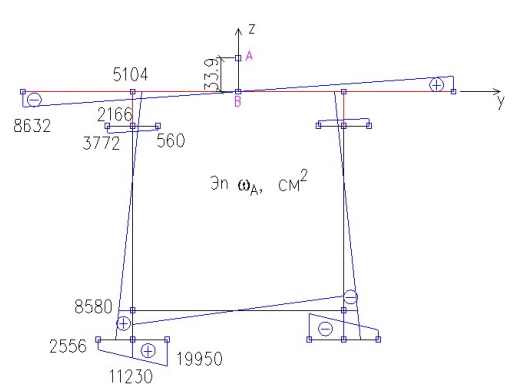
б)



в)



г)



д)

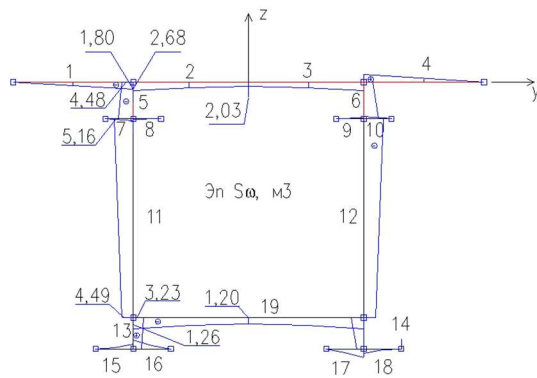


Рисунок 2.5 – Эпюры:

а) – координаты  $y$ , б) – координаты  $z$ , в) – секториальных площадей относительно произвольного полюса  $\omega_B$ , г) – секториальных площадей относительно центра изгиба  $\omega_A$ , д) – секториального статического момента  $S_{\omega}$

### 2.3 Аналитический подход к определению усилий в главных балках пролетного строения

Как уже было показано выше, при приложении временных и постоянных нагрузок с некоторым эксцентриситетом относительно центра изгиба пролетного строения в общем случае на конструкцию будут действовать вертикальная и горизонтальная равномерно распределенные нагрузки и распределенный крутящий момент. Будем считать, что плечо действия горизонтальной нагрузки относительно центра изгиба постоянно по длине пролетного строения, а плечо действия вертикальной нагрузки может быть как постоянно, так и изменяться по криволинейному закону. Для определения угла закручивания сечения от работы внешнего крутящего момента используется энергетический подход [35].

Потенциальная энергия системы, испытывающей стесненное кручение, имеет вид:

$$U = U_1 + U_2 - W, \quad (2.38)$$

где  $U_1$  – потенциальная энергия деформации чистого кручения;  $U_2$  – потенциальная энергия депланации;  $W$  – работа, совершаемая внешним моментом.

Потенциальные энергии деформации чистого кручения и депланации, а также работу, совершаемую внешним моментом, вычисляют по формулам (2.39), (2.40) и (2.41) соответственно.

$$U_1 = \int_l \frac{M_x^2 dx}{2GI_x} = \int_l \frac{\Phi'^2 GI_t dx}{2}; \quad (2.39)$$

$$U_2 = \int_l \frac{B\omega^2 dx}{2EI_\omega} = \int_l \frac{\Phi''^2 EI_\omega dx}{2}; \quad (2.40)$$

$$W = \int_l m_x \Phi dx, \quad (2.41)$$

где  $\Phi$  – угол закручивания;  $x$  – координата по длине пролетного строения.

Для случая, когда оба конца закреплены от поворотов и опорные сечения могут свободно депланировать (условие стесненного кручения), угол закручивания можно представить в виде ряда Фурье:



$$\Phi(x) = \sum \phi_n \sin \frac{n\pi x}{l}. \quad (2.42)$$

Крутящий момент  $M_x$  равен произведению равномерно распределенной вертикальной нагрузки на величину эксцентриситета ее приложения (действие горизонтальной нагрузки при выводе формул не учитывается для упрощения записей). Тогда, подставляя выражения (2.39) – (2.41) в формулу (2.38), и с учетом (2.42) потенциальной энергии системы:

$$U = \int_l \left( \frac{\sum \phi_n^2 \frac{n^2 \pi^2}{l^2} G I_t \cos^2 \frac{n\pi x}{l}}{2} + \frac{\sum \phi_n^2 \frac{n^4 \pi^4}{l^4} E I_\omega \sin^2 \frac{n\pi x}{l}}{2} - \sum e q_z \phi_n \sin^2 \frac{n\pi x}{l} \right) dx \quad (2.43)$$

Для того, чтобы упростить вывод формул, рассмотрим значения интегралов функций типа  $\int \sin^2 Cx dx$  и  $\int \cos^2 Cx dx$  отдельно от основного уравнения (2.43):

$$\int \cos^2 Cx dx = \frac{1}{2C} \sin 2Cx + \frac{\frac{1}{2}Cx - \frac{1}{4} \sin 2Cx}{C} + D; \quad (2.44)$$

$$\int \sin^2 Cx dx = -\frac{1}{2C} \sin 2Cx + \frac{\frac{1}{2}Cx + \frac{1}{4} \sin 2Cx}{C} + D. \quad (2.45)$$

Очевидно, что взяв определенный интеграл от 0 до  $l$ , в значении аргумента в функциях синуса уравнений (2.44) и (2.45) будет стоять либо 0, либо  $2\pi$ . С учетом этого окончательная формула для расчета потенциальной энергии системы, испытывающей стесненное кручение, примет вид:

$$U = \frac{\sum \phi_n^2 \frac{n^2 \pi^2}{l} G I_t}{4} + \frac{\sum \phi_n^2 \frac{n^4 \pi^4}{l^3} E I_\omega}{4} - \frac{\sum e k_n \phi_n l}{2}. \quad (2.46)$$

Учитывая тот факт, что любая замкнутая система стремится перейти в такое состояние, в котором ее потенциальная энергия минимальна (принцип минимума энергии), производная потенциальной энергии по углу закручивания будет равна 0. Тогда выражение (2.46) для постоянного поперечного сечения будет иметь вид (2.47), а коэффициент Фурье  $\phi_n$  – вычисляться по формуле (2.48).

$$\frac{\partial U}{\partial \phi_n} = \sum \phi_n \frac{n^2 \pi^2}{2l} G I_t + \sum \phi_n \frac{n^4 \pi^4}{2l^3} E I_\omega - \sum \frac{e k_n l}{2} = 0; \quad (2.47)$$

$$\phi_n = \frac{ek_n}{EI_\omega \frac{n^4\pi^4}{l^4} + GI_t \frac{n^2\pi^2}{l^2}}, \quad (2.48)$$

где  $k_n$  – коэффициент Фурье для случая действия вертикальной нагрузки без эксцентриситета:

$$k_n = \frac{2}{l} \int_0^l q_z \sin\left(\frac{\pi n}{l} x\right) dx = \frac{2q_z}{\pi n} (1 - \cos \pi n). \quad (2.49)$$

Как было отмечено выше, при нахождении подвижного состава на пролетном строении, расположенном в кривом участке пути некоторого радиуса, эксцентриситет приложения вертикальной нагрузки относительно центра изгиба по длине пролетного строения изменяется по криволинейному закону. Разложим функцию крутящего момента в ряд Фурье:

$$m_x(x) = \frac{a_0}{2} + \sum_{n=1}^{\infty} (a_n \cos n x + m_n \sin n x) \quad (2.50)$$

Для описания функции  $M_x(x)$  воспользуемся полиномом вида  $f=g_1x^2+g_2x+g_3$ . Если для данного полинома известны координаты трех различных точек его графика  $(x_1;y_1)$ ,  $(x_2;y_2)$ ,  $(x_3;y_3)$ , то его коэффициенты возможно определить по формулам:

$$g_1 = \frac{y_3 - \frac{x_3(y_2 - y_1) + x_2y_1 - x_1y_2}{x_2 - x_1}}{x_3(x_3 - x_1 - x_2) + x_1x_2}; \quad (2.51)$$

$$g_2 = \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1} - g_1(x_1 + x_2); \quad (2.52)$$

$$g_3 = \frac{x_2y_1 - x_1y_2}{x_2 - x_1} + g_1x_1x_2. \quad (2.53)$$

Примем начало системы координат в начале пролетного строения, ось  $x$  – ось пролетного строения, ось  $y$  – значение функции распределенного крутящего момента. Координаты трех известных точек с учетом обозначений, принятых в п. 2.1, будут:

$$\begin{cases} x_1 = 0; y_1 = m_{x0} \\ x_2 = \frac{l}{2}; y_2 = m_{x0.5}; \\ x_3 = l; y_3 = m_{x1} \end{cases} \quad (2.54)$$

$$g_1 = 2 \frac{m_{x1} - 2m_{x0.5} + m_{x0}}{l^2}; \quad (2.55)$$

$$g_2 = \frac{2(m_{x0.5} - m_{x0})}{l} - \frac{g_1 l}{2}; \quad (2.56)$$

$$g_3 = m_{x0}. \quad (2.57)$$

Функция  $M_x(x)$  нечетная, поэтому в ряду Фурье будет представлена через функции синуса:

$$m_x(x) = \sum m_n \sin \frac{\pi n x}{l}; \quad (2.58)$$

$$m_n = \frac{2}{l} \int_0^l m_x \sin \frac{\pi n x}{l}; \quad (2.59)$$

$$m_n = \frac{2}{k_m^2 l} \left[ (2g_1 l + g_2) \sin k_m l + \left( \frac{2g_1}{k^2} - g_1 l^2 - g_2 l - g_3 \right) k_m \cos k_m l + g_3 k_m - \frac{2g_1}{k_m} \right], \quad (2.60)$$

где  $k_m = \pi \cdot n / l$

Таким образом, при изменении крутящего момента по длине пролетного строения по параболе выражение (2.48) примет вид:

$$\phi_n = \frac{m_n}{EI_\omega \frac{n^4 \pi^4}{l^4} + GI_t \frac{n^2 \pi^2}{l^2}} \quad (2.61)$$

Для определения нормальных напряжений, действующих в поперечном сечении тонкостенных стержней по формуле (1.31), необходимо вычислить значения изгибающих моментов и бимоента по формулам:

$$M_y = q_z \Omega_z; \quad (2.62)$$

$$M_z = q_y \Omega_y; \quad (2.63)$$

$$B_\omega = -EI_\omega \Phi'' = -EI_\omega \sum \frac{n^2 \pi^2}{l^2} \phi_n \sin \frac{\pi n x}{l}, \quad (2.64)$$

где  $\Omega_y$  и  $\Omega_z$  – площади линий влияния при загрузении расчетной схемы пролетного строения вдоль горизонтальной оси  $y$  и вертикальной оси  $z$  соответственно.

Если крутящий момент вращает тело по часовой стрелке, то величина бимоента – положительная.

## **2.4 Дискретный подход к определению усилий в главных балках пролетного строения**

Континуальный подход позволяет определять бимомент в расчетных сечениях тонкостенного стержня при несущественном изменении геометрических характеристик по его длине. Кроме того формулы, полученные в п. 2.2, позволяют определить значение бимоента только при расчетной схеме пролетного строения в виде балки на двух опорах. Для учета различных дефектов, таких как локальное уменьшение пространственной жесткости по длине стержня или заклинивание опорных частей, а также при необходимости расчета неразрезных конструкций лучше подходит метод конечных элементов. Как было отмечено в разделе 1, для определения усилий в тонкостенных конструкциях можно использовать плитные (оболочечные) конечные элементы, обладающие пятью степенями свободы в узле, или стержневые конечные элементы с дополнительной степенью свободы в узлах (мерой депланации). Второй способ предпочтительнее, так как менее трудоемок как при его реализации, так и при построении расчетной конечно-элементной модели.

Конечный элемент тонкостенного стержня, работающего только на кручение, – это стержень с двумя степенями свободы в узле: угол поворота относительно собственной оси элемента и мера депланации. Таким образом, вектор узловых перемещений  $r$ -го конечного элемента тонкостенного стержня имеет вид:

$$\{Z_r\} = \begin{Bmatrix} \Phi_i \\ \beta_i \\ \Phi_j \\ \beta_j \end{Bmatrix}, \quad (2.65)$$

где  $\Phi_i$  и  $\Phi_j$  – угол поворота относительно оси стержня  $X$  в начале и конце КЭ соответственно;  $\beta_i$  и  $\beta_j$  – мера деформации в начале и конце КЭ соответственно.

Матрица стержневого  $r$ -го конечного элемента постоянного сечения в локальной системе координат  $[K_r]$ , имеющего 2 степени свободы в узле (поворот вокруг оси элемента или угол закручивания и мера деформации), состоит из деформационной  $[K_\omega]$ , крутильной  $[K_t]$  и деформационно-крутильной матрицы  $[K_{\omega t}]$ :

$$[K_r] = [K_\omega] + [K_t] + [K_{\omega t}] \quad (2.66)$$

$$[K_\omega] = EI_\omega \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{l_r} & 0 & -\frac{1}{l_r} \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{1}{l_r} & 0 & \frac{1}{l_r} \end{bmatrix}; \quad (2.67)$$

$$[K_t] = GI_t \begin{bmatrix} \frac{1}{l_r} & 0 & -\frac{1}{l_r} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{1}{l_r} & 0 & \frac{1}{l_r} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}; \quad (2.68)$$

$$[K_{\omega t}] = \frac{GI_t}{\psi - 1} \begin{bmatrix} \frac{1}{l_r} & \frac{1}{2} & -\frac{1}{l_r} & \frac{1}{2} \\ \frac{1}{2} & \frac{1}{3}l_r & -\frac{1}{2} & \frac{1}{6}l_r \\ -\frac{1}{l_r} & -\frac{1}{2} & \frac{1}{l_r} & -\frac{1}{2} \\ \frac{1}{2} & \frac{1}{6}l_r & -\frac{1}{2} & \frac{1}{3}l_r \end{bmatrix}, \quad (2.69)$$

где  $l_r$  – длина элемента.

Вектора внутренних узловых сил модели в глобальной системе координат:

$$\{S_k^o\} = [K_k^o][A]\{Z^o\}, \quad (2.70)$$

где  $\{S_k^o\}$  – вектор внутренних узловых сил модели;  $[K_k^o]$  – квазидиагональная матрица жесткости конструкции;  $[A]$  – матрица соответствий конструкции;  $\{P_0\}$  – вектор узловой нагрузки модели;  $\{Z_0\}$  – вектор узловых перемещений модели.

Квазидиагональная матрица жесткости конструкции  $[K_k^o]$  представляет собой следующую матрицу:

$$[K_k^o] = \begin{bmatrix} K_1^o & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_2^o & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_n^o \end{bmatrix}, \quad (2.71)$$

где  $n$  – число КЭ в расчетной схеме конструкции;  $[K_r^o]$  – матрица жесткости  $r$ -го ( $1 \leq r \leq n$ ) КЭ в общей системе координат.

Матрицы  $[K_r^o]$  получают за счет матриц ортогонального преобразования координат. Однако, так как при решении задачи рассматривается плоский прямолинейный стержень, нет необходимости в преобразовании матриц жесткости к общей системе координат. Следовательно,  $[K_r] = [K_r^o]$  и  $\{Z_r\} = \{Z_r^o\}$ .

Матрица жесткости конструкции вычисляется по формуле:

$$[K^o] = [A]^T [K_k^o] [A]. \quad (2.72)$$

Решение системы уравнений позволяет определить вектор узловых перемещений конструкции по формуле (2.73), и далее по формуле (2.70) вычислить вектор внутренних узловых сил конструкции.

$$\{Z^o\} = [K_*^o]^{-1} \{P^o\}, \quad (2.73)$$

где  $[K_*^o]$  – матрица коэффициентов системы уравнений, получаемая заданием условий кинематического закрепления.

Бимомент на  $r$ -ом конечном элементе будет постоянен в пределах его длины и равен:

$$B_{\omega}^r = -EI_{\omega} \left( \frac{1}{l} \beta_j - \frac{1}{l} \beta_i \right). \quad (2.74)$$

Автором разработано программное обеспечение ПАРИС [36; 82; 122], выполняющее расчет строительных конструкций методом конечных элементов. Среди элементов реализован и тонкостенный стержень. Свидетельство о регистрации программы для ЭВМ представлено в приложении А. Исходный код расчетной части программы реализован на языке программирования – *Python* (питон). Интерфейс пользователя разработан на языке С# (си-шарп).

Как отмечает автор работы [80], при использовании матрицы жесткости тонкостенного стержня, рассчитанной по формулам (2.66) – (2.69), для получения близких к теории значений внутренних усилий в элементе необходима большая дискретизация сетки конечных элементов. В связи с этим В. А. Рыбаков предлагает при составлении матрицы жесткости использовать более точные аппроксимации функций перемещения, которые подробно изложены в работах [80; 81]. В рамках настоящей работы они не приведены.

## **2.5 Сравнение континуального и дискретного подходов к определению усилий в главных балках пролетного строения**

Сравнение двух подходов к получению бимоента проведено на примере сталежелезобетонного пролетного строения расчетной длиной 27,0 м, выполненного по типовому проекту серии 3.501–49. Геометрические характеристики поперечного сечения пролетного строения были получены в п. 2.2. В качестве расчетного принято сечение в середине пролета ( $x = 13,5$  м). Загружение задано равномерно распределенной нагрузкой  $q = 1,0$  кН/м, действующей с постоянным эксцентриситетом  $e = 1,0$  м. Результаты расчета по двум методикам приведены в таблицах 2.3 и 2.4.

Таблица 2.3 – Значения перемещений и усилий в сечении пролетного строения  $x = 13,5$  м при  $q = 1,0$  кН/м,  $e = 1,0$  м при использовании континуального подхода

| $n$      | $k_n$   | $\varphi_n, 10^{-7}$ | $\Phi, 10^{-5}$ | $\Phi' (\beta), 10^{-10} \text{ м}^{-1}$ | $\Phi'', 10^{-7} \text{ м}^{-2}$ | $B\omega, \text{ кН}\cdot\text{м}^2$ |
|----------|---------|----------------------|-----------------|--|----------------------------------|--------------------------------------|
| 1        | 1,27324 | 284,46               | 2,8446          | 26,343                                   | -3,8511                          | -10,176                              |
| 2        | 0       | 0                    | 0               | 0  | 0                                | 0                                    |
| 3        | 0,42441 | 5,6470               | -0,05670        | -0,4707                                  | 0,6881                           | 1,818                                |
| ...      | ...     | ...                  | ...             | ...                                      | ...                              | ...                                  |
| 15       | 0,08488 | 0,00334              | -0,00003        | -0,0696                                  | 0,0102                           | 0,0269                               |
| $\Sigma$ |         |                      | 2,7934          | 22,694                                   | -3,318                           | -8,754                               |

Таблица 2.4 – Значения перемещений и усилий в сечении пролетного строения  $x = 13,5$  м при  $q = 1,0$  кН/м,  $e = 1,0$  м при использовании дискретного подхода

| Кол-во КЭ | Размер КЭ, см | $\Phi, 10^{-7}$ рад | $\Phi' (\beta), 10^{-10} \text{ м}^{-1}$ | $\Phi'', 10^{-7} \text{ м}^{-2}$ | $B\omega, \text{ кН}\cdot\text{м}^2$ |
|-----------|---------------|---------------------|--|----------------------------------|--------------------------------------|
| 54        | 50            | 2,6762              | 679,80                                   | -2,7169                          | -7,164                               |
| 100       | 27            | 2,7262              | 405,67                                   | -2,8302                          | -7,922                               |
| 270       | 10            | 2,7642              | 158,03                                   | -3,0988                          | -8,318                               |
| 2700      | 1             | 2,7643              | 16,205                                   | -3,0988                          | -8,319                               |

Как видно из таблиц, значения перемещений и усилий в сечении пролетного строения  $x = 13,5$  м, рассчитанные по двум способам, дают удовлетворительную сходимость. Максимальное отклонение соответствующих значений, за исключением меры депланации, не превышает 6 % при достаточной дискретизации расчетной модели. Заниженное значение перемещений и усилий, полученных по теории В. И. Сливкера [84], связано с тем, что потенциальная энергия системы, помимо энергии деформации чистого кручения и депланации, как это принято в теории В. З. Власова [20], содержит энергию депланационно-крутильной деформации.

Таким образом, предложенный континуальный подход к определению усилий в тонкостенном стержне показал хорошую сходимость с численным расчетом в стержневом исполнении. При отсутствии дефектов для определения значения бимоента необходимо использовать осредненные характеристики сечения по длине пролетного строения. При этом для определения величины напряжений в контролируемой точке от действия бимоента значение ординаты



эпюры секториальной площади и секториального момента инерции необходимо брать для расчетного сечения.

Как уже было сказано в п. 1.3.3, для более точного определения усилий в тонкостенных конструкциях используют плитные (оболочечные) конечные элементы, обладающие пятью степенями свободы в узле. Верификация данного подхода с континуальным проведена на примере металлического пролетного строения с ортотропной плитой балластного корыта расчетной длиной 33,6 м, выполненного по типовому проекту инв. № 1298. Модель пролетного строения задана плитными тонкими элементами за исключением поперечных связей, которые представлены балочными элементами. Конструкция модели соответствовала фактическим размерам типового проекта. Расчетная модель пролетного строения, созданная в программном комплексе «Midas Civil» [79], показана на рисунке 2.6. В качестве загрузки использована равномерно распределенная нагрузка  $q = 1,0$  кН/м. Для исключения влияния местных деформаций нагрузка была приложена над стенкой, соответственно эксцентриситет ее приложения составил  $e = -1,15$  м.

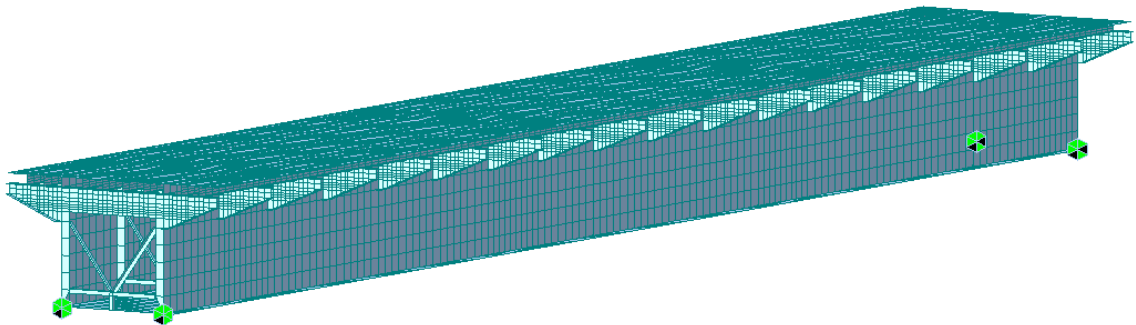


Рисунок 2.6 – Расчетная модель пролетного строения, выполненного по типовому проекту серии 3.501.2–143, инв. № 1298

В качестве расчетного принято сечение в середине пролета ( $x = 16,8$  м). Результаты расчета при использовании континуального подхода приведены в таблице 2.5. Напряженное состояние фрагмента конечно-элементной модели показано на рисунке 2.7.

Таблица 2.5 – Значения бимоента в сечении пролетного строения  $x = 16,8$  м при  $q_z = 1,0$  кН/м,  $e = -1,15$  м при использовании континуального подхода

| $n$      | $k_n$   | $\varphi_n, 10^{-7}$ | $\Phi, 10^{-7}$ рад | $B\omega, \text{кН}\cdot\text{м}^2$ |
|----------|---------|----------------------|---------------------|-------------------------------------|
| 1        | 1,27324 | -131,72              | -131,72             | 1,053                               |
| 2        | 0       | 0                    | 0                   | 0                                   |
| 3        | 0,42441 | -4,6447              | 4,6447              | -0,3343                             |
| ...      | ...     | ...                  | ...                 | ...                                 |
| 15       | 0,08488 | -0,00162             | 0,00162             | -0,0292                             |
| $\Sigma$ |         |                      |                     | 0,860                               |

Также были рассчитаны геометрические характеристики сечения пролетного строения в середине пролета. Геометрические характеристики представлены в таблице 2.6, эпюра секториальных площадей – на рисунке 2.8. За начало координат принята точка, расположенная посередине оси нижнего листа.

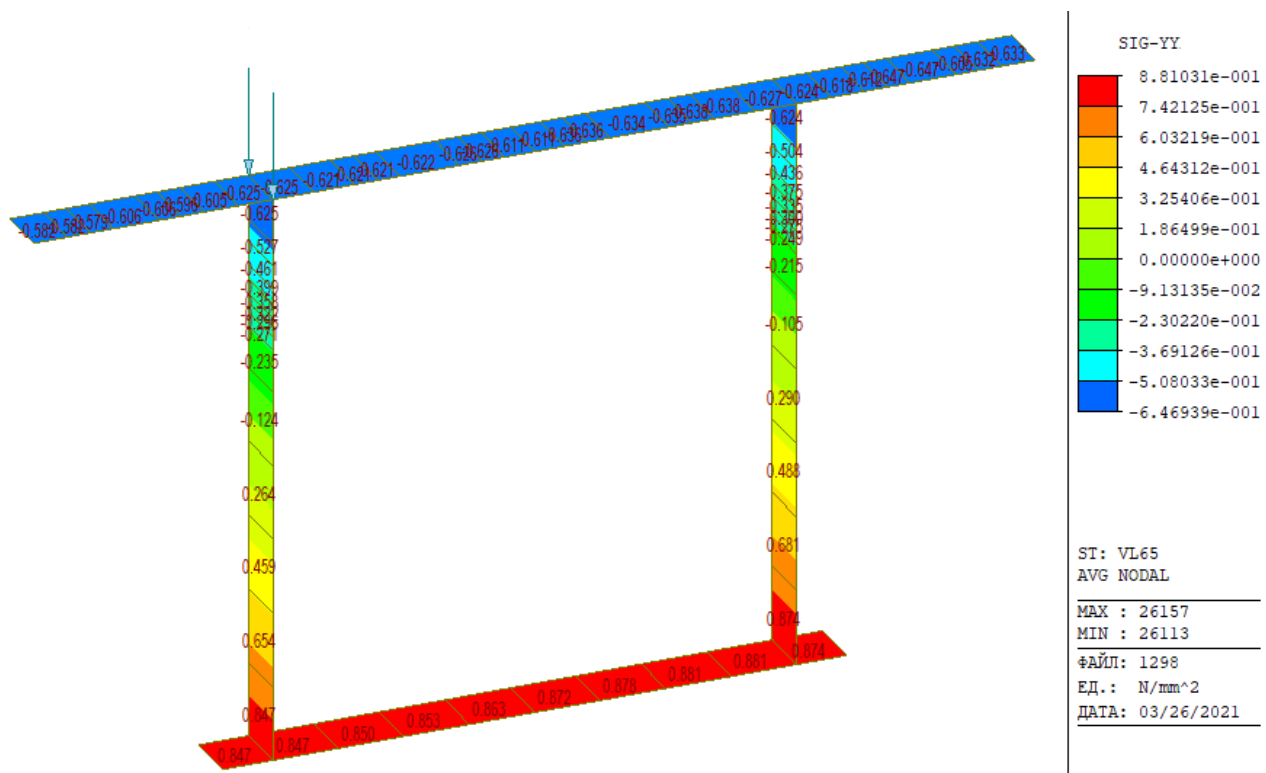


Рисунок 2.7 – Напряжения, действующие вдоль оси пролетного строения в расчетном сечении ( $x = 16,8$  м)

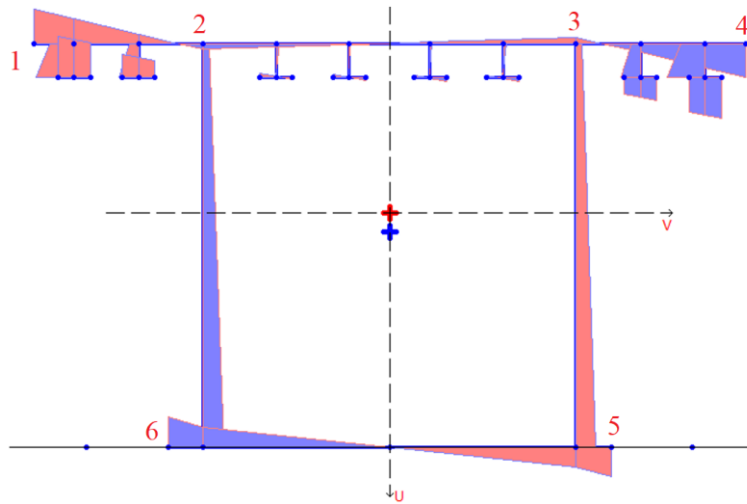


Рисунок 2.8 – Эпюры секториальных площадей расчетного сечения пролетного строения

Таблица 2.6 – Результаты расчета геометрических характеристик сечения

| Параметр   | Значение                       |
|------------|--------------------------------|
| $y_C$      | 0 см                           |
| $z_C$      | 145,5 см                       |
| $y_A$      | 0 см                           |
| $z_A$      | 133,0 см                       |
| $I_{yC}$   | 23 710 809 см <sup>4</sup>     |
| $I_{zC}$   | 26 544 790 см <sup>4</sup>     |
| $I_x$      | 18 201 593 см <sup>4</sup>     |
| $I_\omega$ | 43 558 331 085 см <sup>6</sup> |

Нормальные напряжения, действующие в контролируемых точках расчетного сечения, получены по формуле:

$$\sigma = \sigma_{\text{изг}} + \sigma_\omega = \frac{M}{I_y} z + \frac{B_\omega}{I_\omega} \omega, \quad (2.75)$$

где  $\sigma_{\text{изг}}$  и  $\sigma_\omega$  – нормальные напряжения в сечении, вызванные соответственно действием изгибающего момента относительно горизонтальной оси и бимоменту.

Величина бимоменту  $B_\omega$ , действующего в контролируемом сечении, приведена в таблице 2.5. Сравнение нормальных напряжений, полученных для контролируемых точек (см. рисунок 2.8) по формуле (2.75) и по результатам конечно-элементного расчета, показано в таблице 2.7.

Таблица 2.7 – Значения нормальных напряжений в сечении пролетного строения  $x = 16,8$  м при  $q_z = 1,0$  кН/м,  $e = -1,15$  м  $\sigma_{изг}$  и  $\sigma_{\omega}$

| Способ расчета     | Параметр                               | Номер точки |         |        |         |        |         |
|--------------------|--|-------------|---------|--------|---------|--------|---------|
|                    |  | 1           | 2       | 3      | 4       | 5      | 6       |
| Расчет по формулам | $z$ , см                               | 103,9       | 103,9   | 103,9  | 103,9   | 145,5  | 145,5   |
|                    | $\sigma_{изг}$ , МПа                   | -0,616      | -0,616  | -0,616 | -0,616  | 0,866  | 0,866   |
|                    | $\omega$ , см <sup>2</sup>             | 10344       | -1854   | 1854   | -10344  | 9095   | -9095   |
|                    | $\sigma_{\omega}$ , МПа                | 0,0204      | -0,0036 | 0,0036 | -0,0204 | 0,0180 | -0,0180 |
|                    | $\sigma_{изг} + \sigma_{\omega}$ , МПа | -0,596      | -0,624  | -0,620 | -0,636  | 0,884  | 0,848   |
| Численный расчет   | $\sigma_{изг} + \sigma_{\omega}$ , МПа | -0,582      | -0,625  | -0,624 | -0,633  | 0,881  | 0,846   |
|                    | Вертикальное перемещение, мм           | -0,450      | -0,411  | -0,331 | -0,300  | -0,331 | -0,411  |

Как видно из таблиц, значения нормальных напряжений в сечении пролетного строения  $x = 16,8$  м, рассчитанные по двум способам, дают удовлетворительную сходимость. Как видно из таблицы

Таблица 2.7, по результатам численного моделирования в нижнем поясе максимальные напряжения составили 0,881 МПа, а минимальные – 0,846 МПа. Несмотря на то, что нагрузка находилась над правой стенкой, величина вертикального прогиба правой стенки (0,331 мм) по результатам расчета оказалась меньше, чем левой (0,411 мм). Кроме того, сравнение численного расчета (в плитном исполнении) и аналитических формул показало, что поперечные балки и поперечные связи не оказывают существенного влияния на крутильную жесткость сечения.

## 2.6 Учет дефектов пролетного строения

Согласно базе данных ЕК АСУИ ИССО, на металлических пролетных строениях с ортотропной плитой балластного корыта за время их эксплуатации не обнаружено дефектов, влияющих на жесткостные характеристики конструкций. За счет заводской сборки, такие пролетные строения изначально обеспечены точностью изготовления монтажных стыков и соединений.

Основной проблемой сталежелезобетонных пролетных строений является нарушение целостности стыков объединения сборных железобетонных плит балластного корыта между собой. Разрушение швов приводит не только к уменьшению изгибной жесткости пролетного строения, но и крутильной.

К сожалению, использование аналитических формул, полученных в п. 2.3, не может в полной мере учитывать локальные изменения жесткостных параметров пролетного строения на большую величину. Однако использование дискретного подхода на основе тонкостенного стержня, матрица жесткости которого получена по формуле (2.66), не имеет таких ограничений.

## **2.7 Компоненты напряженного состояния элементов пролетного строения**

Расчеты по прочности главных балок пролетных строений, изгибаемых в двух плоскостях в условиях стесненного кручения, следует проводить для внешней и внутренней (по отношению к направлению кривой) балок пролетного строения.

Общая последовательность расчета:

- определяют геометрические характеристики для всех расчетных сечений и находятся средневзвешенные геометрические характеристики сечений для пролетного строения в целом;

- задают значение интенсивности временной нагрузки  $k_{вр}$  и скорость движения, определяют внешние распределенные горизонтальные и вертикальные силы и моменты, приведенные к центру изгиба;

- определяют напряжения в контрольных точках сечения от постоянных и временных нагрузок;

- путем сравнения полученных напряжений с расчетным сопротивлением стали определяют возможность пропуска временных нагрузок интенсивностью  $k_{вр}$  с принятой скоростью движения.

Коэффициенты надежности к постоянным и временным нагрузкам, а также динамический коэффициент принимают по рекомендациям [76; 87].

Нормальные напряжения, действующие в поясах главных балок сталежелезобетонного пролетного строения, необходимо определять по формулам [35; 77]:

– внешняя балка

верхний пояс:

$$\sigma_{s2} = \frac{M_v^v + M_p^v - Z_{bs} N_{br}}{W_{ys2,s}} \pm \frac{B_{ov} + B_{op}}{I_{\omega}} \omega_{s2,s'} - \frac{N_{br}}{A_s} - \frac{M_v^h}{W_{zs2,stab}} \quad (2.76)$$

нижний пояс:

$$\sigma_{s2} = \frac{M_v^v + M_p^v - Z_{bs} N_{br}}{W_{ys1,s}} \pm \frac{B_{ov} + B_{op}}{I_{\omega}} \omega_{s1,s'} + \frac{N_{br}}{A_s} + \frac{M_v^h}{W_{zs1,stab}} \quad (2.77)$$

– внутренняя балка

верхний пояс:

$$\sigma_{s2} = \frac{M_v^v + M_p^v - Z_{bs} N_{br}}{W_{ys2,s}} \pm \frac{B_{ov} + B_{op}}{I_{\omega}} \omega_{s2,s''} - \frac{N_{br}}{A_s} + \frac{M_v^h}{W_{zs2,stab}} \quad (2.78)$$

нижний пояс балки:

$$\sigma_{s2} = \frac{M_v^v + M_p^v - Z_{bs} N_{br}}{W_{ys1,s}} \pm \frac{B_{ov} + B_{op}}{I_{\omega}} \omega_{s1,s''} + \frac{N_{br}}{A_s} - \frac{M_v^h}{W_{zs1,stab}}, \quad (2.79)$$

где  $M_p^v = M_{1p} + M_{2p}$ ;  $M_{1p}$  – расчетный изгибающий момент относительно горизонтальной оси поперечного сечения пролетного строения от постоянных нагрузок первой стадии работы (нагрузку воспринимает стальная часть конструкции, как правило, это нагрузки от собственного веса стальных балок и блоков плиты балластного корыта);  $M_{2p}$  – расчетный изгибающий момент относительно горизонтальной оси поперечного сечения пролетного строения от постоянных нагрузок второй стадии работы (как правило, это нагрузки от веса перил, тротуаров и других элементов конструкции, монтируемых после включения плиты в совместную работу со стальными балками, и балласта с частями пути);  $M_v^v$  – расчетный изгибающий момент относительно горизонтальной оси поперечного сечения пролетного строения от временной нагрузки;  $M_v^h$  – расчетный изгибающий момент относительно вертикальной оси поперечного сечения

пролетного строения от временной нагрузки;  $N_{br}$  – нормальная сила в плите балластного корыта, разгружающая стальную балку, определяемая по п. 9.19 [87];  $B_{op}$  – расчетный бимомент, вызванный внецентренным приложением постоянной нагрузки второй стадии (как правило, это нагрузки от веса балласта в кривых участках пути);  $B_{ov}$  – расчетный бимомент, вызванный внецентренным приложением временной нагрузки;  $Z_{bs}$  – расстояние между центрами тяжести стального сечения и железобетонной плиты;  $W_{ys1,s}$  – момент сопротивления на уровне нижней фибры нижнего пояса главных балок относительно горизонтальной оси стальной части поперечного сечения пролетного строения;  $W_{ys2,s}$  – момент сопротивления на уровне верхней фибры верхнего пояса главных балок относительно горизонтальной оси стальной части поперечного сечения пролетного строения;  $W_{zs1,stab}$  – момент сопротивления на уровне нижней фибры нижнего пояса главных балок относительно вертикальной оси поперечного сечения пролетного строения;  $W_{zs2,stab}$  – момент сопротивления на уровне верхней фибры верхнего пояса главных балок относительно вертикальной оси поперечного сечения пролетного строения;  $A_s$  – площадь поперечного сечения стальных балок;  $I_{\omega}$  – секториальный момент инерции поперечного сечения пролетного строения;  $\omega_{s1,s'}$  и  $\omega_{s1,s''}$  – секториальная площадь наиболее удаленной от центра изгиба точки на уровне оси нижнего пояса внутренней и внешней главных балок соответственно;  $\omega_{s2,s'}$  и  $\omega_{s2,s''}$  – секториальная площадь наиболее удаленной от центра изгиба точки на уровне оси верхнего пояса внутренней и внешней главных балок соответственно;  $\alpha_3$  и  $\alpha_4$  – поправочные коэффициенты, определяемые по таблице 9.4 [87];  $m$  и  $m_1$  – коэффициенты условий работы, определяемые по таблице 9.4 [87];  $R_{y1}$  и  $R_{y2}$  – расчетное сопротивление стали нижнего и верхнего поясов соответственно, определяемые по п. 8.8 [87].

Величина нормальных напряжений, действующих в сечении металлического элемента, изгибаемого в двух главных плоскостях, вычисляются по формуле:

$$\sigma_{xc} = \frac{M_v^v + M_p^v}{\alpha_x I_{yn}} z \pm \frac{B_{ov} + B_{op}}{I_{\omega}} \omega \pm \frac{M_v^h}{\alpha_y I_{zn}} y, \quad (2.80)$$

где  $M_p^v$  – расчетный изгибающий момент относительно оси  $y$  (горизонтальной) поперечного сечения пролетного строения от постоянных нагрузок;  $M_v^h$  – расчетный изгибающий момент относительно оси  $z$  (вертикальной) поперечного сечения пролетного строения от временной нагрузки;  $\alpha_x, \alpha_y$  – коэффициенты, определяемые по п. 8.26 [87] как независимые величины для случаев изгиба относительно осей  $y$  (горизонтальной) и  $z$  (вертикальной);  $y, z$  – расстояние от главных осей  $z$  и  $y$  соответственно до наиболее удаленной от центра тяжести фибры сечения или до расчетной точки сечения;  $\omega$  – секториальная координата наиболее удаленной от центра изгиба точки сечения или расчетной точки сечения.

Прочность нижнего пояса металлического пролетного строения с ортотропным балластным корытом определяется вычисленной по формуле (2.80) величиной нормальных напряжений, которые не должны превышать расчетного сопротивления стали. Суммарные внутренние усилия в элементах ортотропной плиты (листа настила, продольных и поперечных ребер) определяют через величины напряжений от постоянной и временной нагрузок в точках  $A, B, C, D^*, A_1, B_1, D_1$  сечений I, II, III с учетом общих перемещений пролетного строения и местных деформаций листа настила и подкрепляющих его элементов. Расчетные сечения и точки приведены на рисунке 2.9.

Расчет по прочности продольного ребра выполняют в точке  $B$  исходя из соблюдения условия:

$$\sigma_{xc} = \psi \sigma_{xc} + \chi_2 \sigma_{xp} / \alpha \leq m_y R_y, \quad (2.81)$$

где  $\sigma_{xc}$  – нормальные напряжения, действующие в продольном ребре в точке  $B$ , направленные вдоль оси пролетного строения и вызванные его общими перемещениями;  $\sigma_{xp}$  – нормальные напряжения, действующие в продольном ребре в точке  $B$ , направленные вдоль оси пролетного строения и вызванные местными деформациями листа настила и подкрепляющих его элементов;  $\psi, \alpha$  – коэффициенты, определяемые по п.п. 8.28 и 8.26 [87];  $\chi_2$  – коэффициент влияния собственных остаточных напряжений, принимаемый  $\chi_2 = 1,1$  – для крайней нижней фибры ребра, выполненного из полосы, прокатного уголка или прокатного тавра, и



$\chi_2 = 0,9$  – для ребра в виде сварного тавра;  $m_y$  – коэффициент условий работы, равный 0,85 при расчете моста, расположенного в северном районе Б, или равный 1,0 в остальных случаях;

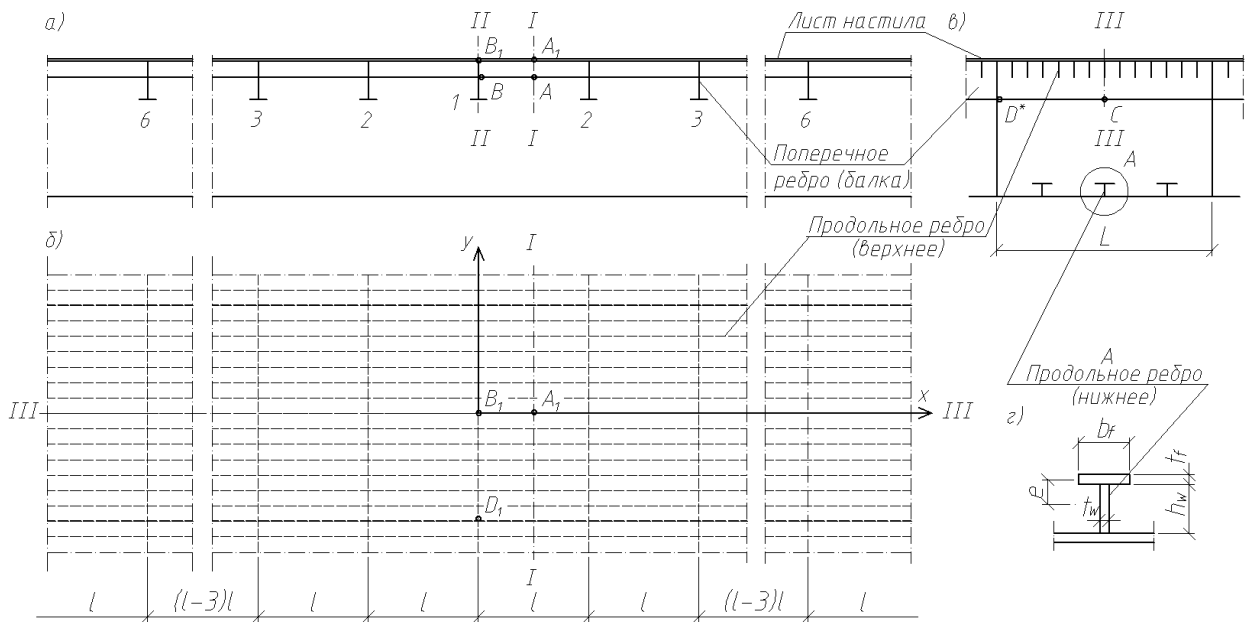


Рисунок 2.9 – Схема к расчету ортотропной плиты [87]

а) – продольный разрез; б) – план; в) – поперечный разрез; г) – ребро нижней плиты; 1, 2, 3, ...,  $i$  – номер поперечного ребра верхней плиты; I, II, III – номер расчетных сечений;  $A, B, C, D^*, A_1, B_1, D_1$  – точки проверки

Расчет по прочности поперечного ребра выполняют посередине его пролета в точке  $C$  (см. рисунок 2.9) исходя из соблюдения условия:

$$\sigma_{yp} \leq \alpha m_y R_y \quad (2.82)$$

где  $\sigma_{yp}$  – нормальные напряжения, действующие в крайней нижней фибре сечения поперечной балки точке  $C$ , направленные поперек оси пролетного строения и вызванные местными деформациями листа настила и подкрепляющих его элементов.

Расчет по прочности листа настила выполняют в точках  $A_1, B_1, D_1$  (см. рисунок 2.9), исходя из соблюдения условий:

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq m_{y3} m_y R_y; \quad (2.83)$$

$$\tau_{хур} \leq m_y R_s, \quad (2.84)$$

Где  $\sigma_x = \sigma_{xc} + m_{y4} \sigma_{хр}$ ;  $\sigma_y = m_{y4} \sigma_{ур}$ ;  $\tau_{хур}$  – касательные напряжения, действующие в плоскости листа настила и вызванные местными деформациями листа настила и подкрепляющих его элементов;  $m_{y3}$  – коэффициент, равный 1,15 при  $\sigma_y = 0$  или 1,10 при  $\sigma_y \neq 0$ ;  $m_{y4}$  – коэффициент условий работы, принимаемый равным 1,05 – при проверке прочности листа настила в точке  $A_1$  или 1,0 – во всех остальных случаях.

При выполнении данной проверки допускается принимать в качестве расчетных те загрузки, при которых достигается максимального значения одно из действующих в данной точке ортотропной плиты напряжений –  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  или  $\tau_{хур}$ .

Значения напряжений  $\sigma_{xc}$  в формулах (2.81) и (2.83) определяют по формуле (2.76). Величины напряжений  $\sigma_{хр}$ ,  $\sigma_{ур}$  и  $\tau_{хур}$ , вызванных местными деформациями листа настила и подкрепляющих его элементов, определяют по указаниям раздела 3.

## **2.8 Техничко-экономическое обоснование рационального подбора поперечного сечения пролетного строения**

Усовершенствованная методика расчета металлических пролетных строений с ездой на балласте, расположенных в кривых участках пути, позволит проектным организациям рационально подбирать поперечное сечение для получения экономического эффекта. Проектирование и строительство новых сталежелезобетонных пролетных строений на железной дороге запрещено, поэтому в данном разделе они не рассмотрены.

Оценка рационального использования металла проведена на двух наиболее часто встречающихся в эксплуатации металлических железнодорожных пролетных строений с ортотропной плитой:

– пролетное строение расчетной длиной 33,6 м, выполненное по типовому проекту инв. № 1298 (пролетное строение № 1);

– пролетное строение расчетной длиной 33,6 м, выполненное по типовому проекту инв. № 2210 (пролетное строение № 2).

Конструкция пролетных строений приведена на рисунках 1.3 и 1.4, а состав сечений главных балок и их геометрические характеристики в таблицах 2.8 и 2.9. координаты центра масс  $h_c$  и центра изгиба  $h_{ци}$  даны относительно оси верхнего горизонтального листа.

Таблица 2.8 – Состав сечения и геометрические характеристики главных балок пролетного строения № 1

| Участок                        | Поперечное сечение                                    | Сечение верхних стрингеров | Площадь $A$ , см <sup>2</sup> | Момент инерции $I_y$ , см <sup>4</sup> | Момент инерции $I_z$ , см <sup>4</sup> | Момент инерции $I_x$ , см <sup>4</sup> | Момент инерции $I_{\omega}$ , см <sup>6</sup> | $h_c / h_{ци}$ , см   |
|--------------------------------|---|----------------------------|-------------------------------|--|--|--|---|-----------------------|
| 0-4,39                         | ГЛ 12x4500<br>2ВЛ 2480x12<br>2ГЛ 32x700               | 8 ВЛ 150x12                | 1727,2                        | 20009902                               | 21919330                               | 2145,5                                 | 262014833844                                  | $\frac{-108,7}{84,0}$ |
| 4,39-6,9                       | ГЛ 12x4500<br>2ВЛ 2480x12<br>2ГЛ 40x700               | 8 ВЛ 150x12                | 1839,2                        | 22181544                               | 23085064                               | 3603,0                                 | 296718029751                                  | $\frac{-117,3}{91,4}$ |
| 6,9-16,8                       | ГЛ 16x4500<br>2ВЛ 2480x12<br>2ГЛ 40x700<br>2ГЛ 20x500 | 8 ВЛ 150x12                | 2219,2                        | 28391888                               | 28159423                               | 4224,9                                 | 379381796444                                  | $\frac{-119,9}{92,5}$ |
| Среднее по пролетному строению |   |                            | 2029,4                        | -                                      | -                                      | 3567,5                                 | 335272191701                                  | $\frac{-116,5}{90,0}$ |

Таблица 2.9 – Состав сечения и геометрические характеристики главных балок пролетного строения № 2

| Участок                        | Поперечное сечение                     | Сечение верхних стрингеров | Сечение нижних стрингеров | Площадь $A$ , см <sup>2</sup> | Момент инерции $I_y$ , см <sup>4</sup> | Момент инерции $I_z$ , см <sup>4</sup> | Момент инерции $I_x$ , см <sup>4</sup> | Момент инерции $I_{\omega}$ , см <sup>6</sup> | $h_c / h_{ци}$ , см     |
|--------------------------------|--|----------------------------|---------------------------|-------------------------------|--|--|--|---|-------------------------|
| 0-2,9                          | ГЛ 12x4400<br>ВЛ 2480x12<br>ГЛ 2740x12 | 8 ВЛ 200x12<br>8 ГЛ 200x12 | ВЛ 180x12                 | 1872,0                        | 19108526                               | 25173405                               | 16453939                               | 21783776192                                   | $\frac{-89,7}{-96,3}$   |
| 2,9-7,1                        | ГЛ 12x4400<br>ВЛ 2480x12<br>ГЛ 2740x16 | 8 ВЛ 200x12<br>8 ГЛ 200x12 | ВЛ 180x12                 | 1981,6                        | 21743405                               | 25859099                               | 17504272                               | 33044027092                                   | $\frac{-98,5}{-107,7}$  |
| 7,1-16,8                       | ГЛ 12x4400<br>ВЛ 2480x12<br>ГЛ 2740x20 | 8 ВЛ 200x12<br>8 ГЛ 200x12 | ВЛ 180x12                 | 2091,2                        | 24102135                               | 26544793                               | 18201603                               | 43558331085                                   | $\frac{-106,4}{-116,2}$ |
| Среднее по пролетному строению |  |                            |                           | 2023,3                        | -                                      | -                                      | 17703455                               | 36906244266                                   | $\frac{-101,3}{-102,6}$ |

Из таблиц видно, что расход металла на главные балки пролетных строений № 1 и № 2 отличается не более чем на 1 %. Как было показано в разделах 2.1–2.4,

на распределение усилий между балками пролетного строения при приложении вертикальной нагрузки с некоторым эксцентриситетом существенное влияние оказывает крутильная жесткость поперечного сечения. Величина момента инерции на свободное кручение у поперечных сечений пролетного строения № 2 выше, чем у пролетного строения № 1 в 5000 раз, при этом изгибная жесткость относительно горизонтальной оси ниже на 20 %.

Для оценки преимуществ той или иной конструкции выполнен расчет напряженного состояния для центрального сечения пролетных строений от действия поездной нагрузки С14 при различных скоростях движения, возвышений наружного рельса и радиуса кривой пути. Значение динамического коэффициента для разных скоростей движения и коэффициент надежности для вертикальной составляющей нагрузки С14 представлены в таблице 2.10. Горизонтальная составляющая нагрузки С14, вызванная центробежной силой, принята без учета динамического коэффициента. Минимальный радиус участка пути, на котором установлены пролетные строения, принят равным 600 м, так как этим значением ограничена область применения типового проекта инв. № 2210.

Таблица 2.10 – Значение динамического коэффициента в зависимости от скорости движения нагрузки С14

|                                    |      |      |      |      |
|------------------------------------|------|------|------|------|
| Скорость $v$ , км/ч                | 0    | 25   | 50   | 100  |
| Динамический коэффициент $(1+\mu)$ | 1    | 1,05 | 1,18 | 1,28 |
| Коэффициент надежности $\gamma_f$  | 1,20 |      |      |      |

Необходимо отметить, что для одних точек поперечного сечения максимальные напряжения вызваны действием бимоента, а для других – изгибающего момента относительно вертикальной оси. Поэтому в общем случае суммарные напряжения в поперечном сечении пролетного строения, расположенного в кривом участке пути, необходимо определять для всех точек его контура. Результаты расчета максимальных и минимальных напряжений, действующих в среднем сечении пролетных строений от действия нагрузки С14, приведены в таблицах 2.11 – 2.14. Коробчатая балка условно разделена на 2 балки. Для наименее благоприятного соотношения скорости / возвышения / радиуса кривой также в таблицах 2.15 и 2.16 приведены значения напряжений в точках

сечений при смещении оси пути  $R = 600$  м в процессе эксплуатации на 10 см относительно проектных значений.

Таблица 2.11 – Усилия и напряжения в среднем сечении пролетного строения № 1 от действия нагрузки С14 в кривой  $R = 1000$  м

| Скорость, км/ч | Высота балласта слева / справа | Момент относительно горизонтальной оси, кНм | Момент относительно вертикальной оси, кНм | Бимомент, кНм <sup>2</sup> | Напряжение в левой (наружной) балке min / max, МПа | Напряжение в правой (внутренней) балке min / max, МПа |
|----------------|--------------------------------|---|---|----------------------------|--|---|
| 0              | 35/30                          | 26333                                       | 0   | -2624                      | -97 / 104  | -126 / 142  |
|                | 40/30                          | 26333                                       | 0   | -5182                      | -83 / 86   | -140 / 161  |
|                | 45/30                          | 26333                                       | 0   | -7793                      | <b>-68 / 67</b>                                    | -154 / 179  |
| 25             | 35/30                          | 28698                                       | 131,6                                     | -2596                      | -108 / 117   | -135 / 152  |
|                | 40/30                          | 28694                                       | 131,4                                     | -5381                      | -92 / 97   | -150 / 172  |
|                | 45/30                          | 28689                                       | 131,0                                     | -8223                      | -77 / 76   | -166 / 193  |
| 50             | 35/30                          | 31052                                       | 526,4                                     | -2041                      | -124 / 134   | -138 / 157  |
|                | 40/30                          | 31032                                       | 525,5                                     | -5045                      | -107 / 112   | -155 / 178  |
|                | 45/30                          | 31011                                       | 524,1                                     | -8109                      | -90 / 90   | <b>-172 / 200</b>                                     |
| 100            | 35/30                          | 33618                                       | 2105                                      | 862                        | <b>-164 / 177</b>                                  | <b>-121 / 138</b>                                     |
|                | 40/30                          | 33529                                       | 2102                                      | -2350                      | -145 / 153   | -138 / 161  |
|                | 45/30                          | 33440                                       | 2096                                      | -5622                      | -127 / 129   | -156 / 184  |

Таблица 2.12 – Усилия и напряжения в среднем сечении пролетного строения № 1 при движении нагрузки С14 в кривой  $R = 600$  м

| Скорость, км/ч | Высота балласта слева / справа | Момент относительно горизонтальной оси, кНм | Момент относительно вертикальной оси, кНм | Бимомент, кНм <sup>2</sup> | Напряжение в левой (наружной) балке min / max, МПа | Напряжение в правой (внутренней) балке min / max, МПа |
|----------------|--------------------------------|---|---|----------------------------|--|---|
| 0              | 35/30                          | 26333                                       | 0   | -2527                      | -97 / 105  | -125 / 142  |
|                | 40/30                          | 26333                                       | 0   | -5086                      | -83 / 87   | -139 / 160  |
|                | 45/30                          | 26333                                       | 0   | -7697                      | <b>-69 / 68</b>                                    | -154 / 179  |
| 25             | 35/30                          | 28695                                       | 219,3                                     | -2315                      | -110 / 119   | -132 / 150  |
|                | 40/30                          | 28687                                       | 219,0                                     | -5098                      | -95 / 99   | -148 / 170  |
|                | 45/30                          | 28679                                       | 218,4                                     | -7937                      | -79 / 79   | -163 / 190  |
| 50             | 35/30                          | 31039                                       | 877,3                                     | -1224                      | -131 / 142   | -131 / 149  |
|                | 40/30                          | 31005                                       | 875,9                                     | -4218                      | -115 / 120   | -147 / 170  |
|                | 45/30                          | 30970                                       | 873,5                                     | -7271                      | -98 / 98   | <b>-164 / 192</b>                                     |
| 100            | 35/30                          | 33558                                       | 3509                                      | 3798                       | <b>-191 / 206</b>                                  | <b>-93 / 108</b>                                      |
|                | 40/30                          | 33410                                       | 3503                                      | 628                        | -172 / 183   | -110 / 130  |
|                | 45/30                          | 33262                                       | 3494                                      | -2599                      | -154 / 159   | -127 / 153  |

Таблица 2.13 – Усилия и напряжения в среднем сечении пролетного строения № 2 от действия нагрузки С14 в кривой  $R=1000$  м

| Скорость, км/ч | Высота балласта слева / справа | Момент относительно горизонтальной оси, кНм | Момент относительно вертикальной оси, кНм | Бимомент, кНм <sup>2</sup> | Напряжение в левой (наружной) балке min / max, МПа | Напряжение в правой (внутренней) балке min / max, МПа |
|----------------|--------------------------------|---|---|----------------------------|--|---|
| 0              | 35/30                          | 26333                                       | 0   | -7,9                       | <b>-116 / 156</b>                                  | <b>-116 / 156</b>                                     |
|                | 40/30                          | 26333                                       | 0   | -17,9                      | -116 / 157   | -116 / 156  |
|                | 45/30                          | 26333                                       | 0   | -28,2                      | -117 / 157   | -115 / 156  |
| 25             | 35/30                          | 28698                                       | 131,6                                     | -6,6                       | -126 / 171   | -127 / 169  |
|                | 40/30                          | 28694                                       | 131,4                                     | -17,5                      | -126 / 171   | -127 / 169  |
|                | 45/30                          | 28689                                       | 131,0                                     | -28,6                      | -126 / 172   | -127 / 169  |
| 50             | 35/30                          | 31052                                       | 526,4                                     | -1,2                       | -133 / 187   | -141 / 181  |
|                | 40/30                          | 31032                                       | 525,5                                     | -13,0                      | -133 / 187   | -140 / 181  |
|                | 45/30                          | 31011                                       | 524,1                                     | -25,0                      | -133 / 187   | -140 / 180  |
| 100            | 35/30                          | 33618                                       | 2105                                      | 22,4                       | <b>-132 / 211</b>                                  | <b>-164 / 188</b>                                     |
|                | 40/30                          | 33529                                       | 2102                                      | 9,7                        | -132 / 211   | -163 / 187  |
|                | 45/30                          | 33440                                       | 2096                                      | -3,2                       | -132 / 210   | -162 / 186  |

Таблица 2.14 – Усилия и напряжения в среднем сечении пролетного строения № 2 при движении нагрузки С14 в кривой  $R = 600$  м

| Скорость, км/ч | Высота балласта слева / справа | Момент относительно горизонтальной оси, кНм | Момент относительно вертикальной оси, кНм | Бимомент, кНм <sup>2</sup> | Напряжение в левой (наружной) балке min / max, МПа | Напряжение в правой (внутренней) балке min / max, МПа |
|----------------|--------------------------------|---|---|----------------------------|--|---|
| 0              | 35/30                          | 26333                                       | 0   | -5,9                       | <b>-116 / 156</b>                                  | <b>-116 / 156</b>                                     |
|                | 40/30                          | 26333                                       | 0   | -15,9                      | -116 / 157   | -116 / 156  |
|                | 45/30                          | 26333                                       | 0   | -26,2                      | -117 / 157   | -115 / 156  |
| 25             | 35/30                          | 28695                                       | 219,3                                     | -3,0                       | -125 / 172   | -128 / 169  |
|                | 40/30                          | 28687                                       | 219,0                                     | -13,9                      | -125 / 172   | -128 / 169  |
|                | 45/30                          | 28679                                       | 218,4                                     | -25,1                      | -125 / 172   | -127 / 168  |
| 50             | 35/30                          | 31039                                       | 877,3                                     | 6,6                        | -130 / 189   | -143 / 179  |
|                | 40/30                          | 31005                                       | 875,9                                     | -5,2                       | -130 / 189   | -143 / 179  |
|                | 45/30                          | 30970                                       | 873,5                                     | -17,2                      | -131 / 189   | -142 / 178  |
| 100            | 35/30                          | 33558                                       | 3509                                      | 46,5                       | <b>-122 / 218</b>                                  | <b>-174 / 180</b>                                     |
|                | 40/30                          | 33410                                       | 3503                                      | 34,0                       | -121 / 217   | -173 / 179  |
|                | 45/30                          | 33262                                       | 3494                                      | 21,3                       | -121 / 217   | -172 / 178  |

Таблица 2.15 – Усилия и напряжения в среднем сечении пролетного строения № 1 при движении нагрузки С14 в кривой  $R = 600$  м со сдвижкой пути

| Сдвижка, см | Скорость, км/ч | Высота балласта слева / справа | Бимомент, кНм <sup>2</sup> | Напряжение в левой (наружной) балке min / max, МПа | Напряжение в правой (внутренней) балке min / max, МПа |
|-------------|----------------|--------------------------------|----------------------------|--|---|
| +10         | 50             | 45/30                          | -10354                     | -80 / 76   | <b>-181 / 214</b>                                     |
|             | 100            | 35/30                          | 458                        | -172 / 182   | -111 / 132  |
| -10         | 50             | 45/30                          | -4189                      | -114 / 120   | -147 / 170  |
|             | 100            | 35/30                          | 7138                       | <b>-209 / 230</b>                                  | -74 / 84  |

Таблица 2.16 – Усилия и напряжения в среднем сечении пролетного строения № 2 при движении нагрузки С14 в кривой  $R = 600$  м со сдвижкой пути

| Сдвигка, см | Скорость, км/ч | Высота балласта слева / справа | Бимомент, кНм <sup>2</sup> | Напряжение в левой (наружной) балке min / max, МПа | Напряжение в правой (внутренней) балке min / max, МПа |
|-------------|----------------|--------------------------------|----------------------------|--|---|
| +10         | 100            | 35/30                          | 33,4                       | -122 / 218   | -174 / 180  |
| -10         | 100            | 35/30                          | 59,6                       | -121 / 218   | -174 / 180  |

Напряжение в нижнем поясе пролетного строения № 1 от постоянной нагрузки, согласно данным типового проекта, составляет 48 МПа. Суммарно с напряжением, вызванным временной нагрузкой С14 при проектных эксцентриситетах для кривого участка пути  $R = 600$  м, полное напряжение составляет 96 % от расчетного сопротивления стали 15ХСНД  $R_y = 265$  МПа (с учетом коэффициента условий работы 0,9), а в случае смещения оси пути – превышает его. При этом за счет низкой крутильной жесткости поперечного сечения пролетного строения значения максимальных и минимальных напряжений в главных балках сильно зависят от действия бимомента и, как следствие, от эксцентриситета пути.

Напряжение в нижнем поясе пролетного строения № 2 от постоянной нагрузки согласно данным типового проекта составляет 45 МПа, что суммарно с напряжением, вызванным С14 при проектных эксцентриситетах для кривого участка пути  $R = 600$  м, составляет 99 % от расчетного сопротивления стали 15ХСНД, равного 265 МПа (с учетом коэффициента условий работы 0,9). Однако за счет высокой крутильной жесткости перераспределение напряжений между точками коробчатой балки осуществляется только за счет центробежной силы, а влияние бимомента составляет не более 2 %.

Полученные данные доказывают, что большая крутильная жесткость поперечного сечения пролетного строения позволяет устанавливать путь в кривых участках пути любого радиуса без существенного распределения усилий между балками, вызванного действием бимомента. Однако для существенного увеличения крутильной жесткости поперечного сечения не обязательно замыкать нижний пояс, достаточно просто устроить продольные связи, что позволит

сократить расход металла. Подбор элементов сечений в данном случае выполняется путем последовательных приближений. В качестве примера добавим к пролетному строению № 1 в уровне нижнего пояса продольные связи в виде одного раскоса из уголка 100x100x10 ( $F_{\text{раск}}=19,24 \text{ см}^2$ ) с шагом решетки 3 м (в соответствии с шагом вертикальных ребер жесткости) и подберем изгибную жесткость среднего участка таким образом, чтобы пролетное строение можно было устанавливать в кривые участки пути радиусом от 300 м. В первом приближении сечение главных балок было подобрано таким образом, чтобы нормальные напряжения, возникающие в них от действия временной вертикальной нагрузки, не превосходили расчетного предела текучести материала, из которого они изготовлены. При этом было принято, что внутренние усилия распределяются равномерно между балками при любом положении внешней нагрузки. Далее путем постановки продольных связей из прокатных уголков итерационным путем подбиралась крутильная жесткость поперечного сечения всего пролетного строения. Необходимо отметить, что чем больше крутильная жесткость поперечного сечения пролетного строения, тем более равномерно распределяются усилия между главными балками. Процесс итерации заключался в том, чтобы расход металла на продольные связи и увеличение сечений главных балок был минимальным при выполнении условия прочности. Результаты итерационного подбора сечения пролетного строения № 3 приведены в таблице 2.17, величины внутренних усилий, действующих в среднем сечении пролетного строения № 3 – в таблицах 2.18 – 2.20.

Таблица 2.17 – Состав сечения и геометрические характеристики главных балок пролетного строения № 3

| Участок  | Поперечное сечение                         | Сечение верхних стрингеров | Площадь $F$ , см <sup>2</sup> | Момент инерции $I_y$ , см <sup>4</sup> | Момент инерции $I_z$ , см <sup>4</sup> | Момент инерции $I_x$ , см <sup>4</sup> | Момент инерции $I_{\omega}$ , см <sup>6</sup> | $h_c / h_{\text{ши}}$ , см |
|----------|--|----------------------------|-------------------------------|--|--|--|---|----------------------------|
| 0-4,39   | ГЛ 12x4500<br>2ВЛ<br>2480x12<br>2ГЛ 32x700 | 8 ВЛ 150x12                | 1727,2                        | 20009902                               | 21919330                               | 4306195                                | 107198849819                                  | $\frac{-114,0}{34,0}$      |
| 4,39-6,9 | ГЛ 12x4500<br>2ВЛ<br>2480x12<br>2ГЛ 40x700 | 8 ВЛ 150x12                | 1839,2                        | 22181544                               | 23085064                               | 4316380                                | 121028128609                                  | $\frac{-115,4}{30,3}$      |



## Продолжение таблицы 2.17

| Участок   | Поперечное сечение                         | Сечение верхних стрингеров | Площадь $F$ , см <sup>2</sup> | Момент инерции $I_y$ , см <sup>4</sup> | Момент инерции $I_z$ , см <sup>4</sup> | Момент инерции $I_x$ , см <sup>4</sup> | Момент инерции $I_{\omega}$ , см <sup>6</sup> | $h_c / h_{цн}$ , см   |
|---|--|----------------------------|-------------------------------|--|--|--|---|-----------------------|
| 6,9-16,8  | ГЛ 16x4500<br>2ВЛ<br>2480x12<br>2ГЛ 40x800 | 8 ВЛ 150x12                | 1924,0                        | 23544064                               | 23986922                               | 4318802                                | 126071980466                                  | $\frac{-116,5}{30,1}$ |
| Среднее по пролетному строению с учетом продольных связей |  |                            | 1878,0                        | -                                      | -                                      | 4315014                                | 120193306310                                  | $\frac{-115,7}{31,2}$ |

Таблица 2.18 – Усилия и напряжения в среднем сечении пролетного строения № 3 от действия нагрузки С14 в кривой R = 1000 м

| Скорость, км/ч | Высота балласта слева / справа | Момент относительно горизонтальной оси, кНм | Момент относительно вертикальной оси, кНм | Бимомент, кНм <sup>2</sup> | Напряжение в левой (наружной) балке min / max, МПа | Напряжение в правой (внутренней) балке min / max, МПа |
|----------------|--------------------------------|---|---|----------------------------|--|---|
| 0              | 35/30                          | 26333                                       | 0   | -36                        | -137 / 146   | -139 / 145  |
|                | 40/30                          | 26333                                       | 0   | -81                        | -135 / 146   | -140 / 145  |
|                | 45/30                          | 26333                                       | 0   | -127                       | -134 / 146   | -141 / 145  |
| 25             | 35/30                          | 28698                                       | 131,6                                     | -33                        | -150 / 158   | -150 / 159  |
|                | 40/30                          | 28694                                       | 131,4                                     | -82                        | -149 / 158   | -151 / 159  |
|                | 45/30                          | 28689                                       | 131,0                                     | -132                       | -148 / 158   | -152 / 159  |
| 50             | 35/30                          | 31052                                       | 526,4                                     | -16                        | -167 / 168   | -158 / 174  |
|                | 40/30                          | 31032                                       | 525,5                                     | -69                        | -165 / 169   | -159 / 174  |
|                | 45/30                          | 31011                                       | 524,1                                     | -123                       | -164 / 169   | -160 / 174  |
| 100            | 35/30                          | 33618                                       | 2105                                      | 62                         | <b>-197 / 173</b>                                  | <b>-154 / 198</b>                                     |
|                | 40/30                          | 33529                                       | 2102                                      | 6                          | -195 / 173   | -155 / 198  |
|                | 45/30                          | 33440                                       | 2096                                      | -52                        | -193 / 172   | -156 / 197  |

Таблица 2.19 – Усилия и напряжения в среднем сечении пролетного строения № 3 при движении нагрузки С14 в кривой R=600 м

| Скорость, км/ч | Высота балласта слева / справа | Момент относительно горизонтальной оси, кНм | Момент относительно вертикальной оси, кНм | Бимомент, кНм <sup>2</sup> | Напряжение в левой (наружной) балке min / max, МПа | Напряжение в правой (внутренней) балке min / max, МПа |
|----------------|--------------------------------|---|---|----------------------------|--|---|
| 0              | 35/30                          | 26333                                       | 0   | -137                       | -137 / 146   | -138 / 145  |
|                | 40/30                          | 26333                                       | 0   | -136                       | -136 / 146   | -140 / 145  |
|                | 45/30                          | 26333                                       | 0   | -135                       | -134 / 146   | -141 / 145  |
| 25             | 35/30                          | 28695                                       | 219,3                                     | -152                       | -151 / 157   | -148 / 160  |
|                | 40/30                          | 28687                                       | 219,0                                     | -151                       | -150 / 157   | -150 / 159  |
|                | 45/30                          | 28679                                       | 218,4                                     | -150                       | -149 / 158   | -151 / 159  |
| 50             | 35/30                          | 31039                                       | 877,3                                     | -171                       | -171 / 166   | -154 / 177  |
|                | 40/30                          | 31005                                       | 875,9                                     | -169                       | -169 / 166   | -155 / 176  |
|                | 45/30                          | 30970                                       | 873,5                                     | -168                       | -167 / 166   | -156 / 176  |
| 100            | 35/30                          | 33558                                       | 3509                                      | -211                       | <b>-212 / 164</b>                                  | <b>-139 / 207</b>                                     |
|                | 40/30                          | 33410                                       | 3503                                      | -209                       | -210 / 163   | -139 / 206  |
|                | 45/30                          | 33262                                       | 3494                                      | -207                       | -207 / 163   | -140 / 204  |

Таблица 2.20 – Усилия и напряжения в среднем сечении пролетного строения № 3 при движении нагрузки С14 в кривой R=300 м

| Скорость, км/ч | Высота балласта слева / справа | Момент относительно горизонтальной оси, кНм | Момент относительно вертикальной оси, кНм | Бимомент, кНм <sup>2</sup> | Напряжение в левой (наружной) балке min / max, МПа | Напряжение в правой (внутренней) балке min / max, МПа |
|----------------|--------------------------------|---|---|----------------------------|--|---|
| 0              | 35/30                          | 26333                                       | 0   | -43                        | -137 / 145   | -138 / 145  |
|                | 40/30                          | 26333                                       | 0   | -183                       | -136 / 146   | -139 / 145  |
|                | 45/30                          | 26333                                       | 0   | -326                       | -135 / 146   | -140 / 145  |
| 25             | 35/30                          | 28687                                       | 438,6                                     | 15                         | -154 / 156   | -146 / 161  |
|                | 40/30                          | 28671                                       | 437,9                                     | -137                       | -153 / 156   | -147 / 161  |
|                | 45/30                          | 28656                                       | 436,7                                     | -291                       | -151 / 156   | -148 / 160  |
| 50             | 35/30                          | 31005                                       | 1754,6                                    | 198                        | -180 / 160   | -144 / 182  |
|                | 40/30                          | 30937                                       | 1751,7                                    | 36                         | -179 / 160   | -145 / 181  |
|                | 45/30                          | 30868                                       | 1746,9                                    | -130                       | -177 / 160   | -146 / 181  |
| 100            | 35/30                          | 33540                                       | 3948                                      | 505                        | <b>-217 / 161</b>                                  | <b>-133 / 209</b>                                     |
|                | 40/30                          | 33373                                       | 3941                                      | 332                        | -215 / 160   | -134 / 208  |
|                | 45/30                          | 33206                                       | 3931                                      | 156                        | -212 / 160   | -135 / 207  |

Добавление продольных связей увеличило крутильную жесткость поперечного сечения пролетного строения, выполненного по типовому проекту инв. № 2210 расчетной длиной 33,6 м, что, в свою очередь, позволило уменьшить состав сечения, а также разместить на пролетном строении участок пути в кривой радиусом от 300 м. Экономия металла только на среднем участке составила около 8 %, а при рациональном подборе сечений всех участков расход металла снижается до 15 %, что особенно актуально в связи со значительным ростом цен на сталь в России в последнее время.

## 2.9 Выводы по разделу

На основе теоретических исследований получены аналитические формулы определения напряжений в элементах металлического пролетного строения с ездой на балласте, изгибаемых в двух плоскостях в условиях стесненного кручения. Предложенный подход учитывает пространственную жесткость пролетного строения, переменный по длине эксцентриситет пути, разную толщину балласта под концами шпал, а также величину скорости движения поездной нагрузки. На основе матриц жесткости тонкостенного стержневого элемента, полученных В. А. Рыбаковым, автором рассчитаны конечно-элементные стержневые модели

сталежелезобетонного и металлического железнодорожных пролетных строений. Кроме того, в программном комплексе *Midas Civil* выполнено численное моделирование пролетных строений, состоящих из плитных конечных элементов. Все способы показали удовлетворительную сходимость друг с другом. Приведены достоинства и недостатки каждого из способов.

Разработанная методика позволит оптимизировать проектирование новых металлических и сталежелезобетонных пролетных строений с ездой на балласте, а для уже эксплуатируемых пролетных строений даст возможность обоснованно планировать ремонтно-восстановительные работы, решать вопросы по безопасному пропуску поездов с установленными скоростями.

### **3 ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ ПЛИТЫ БАЛЛАСТНОГО КОРЫТА МЕТАЛЛИЧЕСКОГО ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ**

При определении внутренних усилий в элементах металлического ортотропного балластного корыта необходимо учитывать как общие перемещения пролетного строения, так и местные деформации листа настила и подкрепляющих его элементов. В данном разделе приведены основные положения методики определения усилий только при местных деформациях ортотропного металлического балластного корыта.

Железобетонное балластное корыто сталежелезобетонного пролетного строения рассматривают как балочную плиту с пролетом поперек движения, а значения внутренних усилий в ней возникают только в результате местного действия нагрузки. Учет сложного напряженного состояния, вызванный общими перемещениями пролетного строения, при расчете железобетонной плиты балластного корыта в данной работе не рассматривается.

#### **3.1 Определение вертикального давления в зоне контакта «шпала-балласт»**

При расчете изгиба шпалы в виде короткой балки на упругом основании с помощью метода начальных параметров ее необходимо разбить на участки, которые имеют границы в местах изменения жесткости или в местах приложения внешней силы. Для деревянных шпал достаточно выделять два участка длиной  $a_1$  и  $a_2$  (граница которых проходит по оси рельса, то есть в точке приложения нагрузки), так как жесткость по длине шпалы не меняется. Железобетонные шпалы имеют переменное поперечное сечение практически по всей длине, что существенно увеличивает количество выделяемых участков [34]. В настоящее время наиболее распространенной железобетонной шпалой, применяемой на

мостовых сооружениях при устройстве на них охранных приспособлений, является шпала Ш 1-М, схема которой изображена на рисунке 3.1.

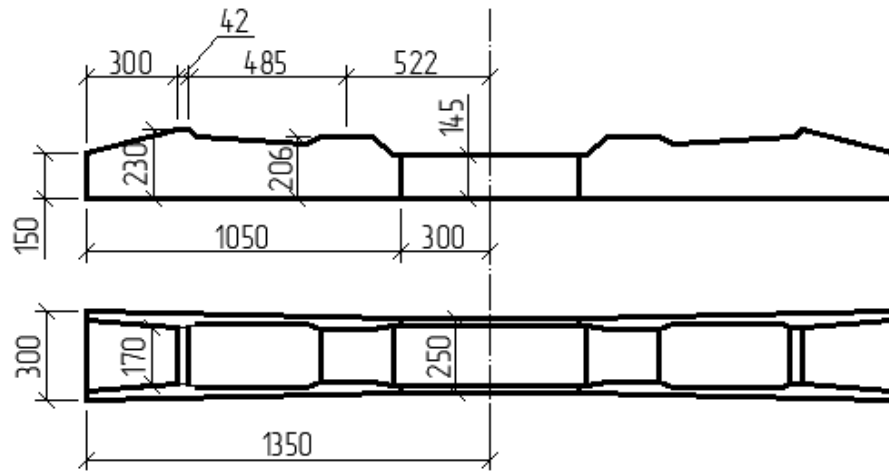
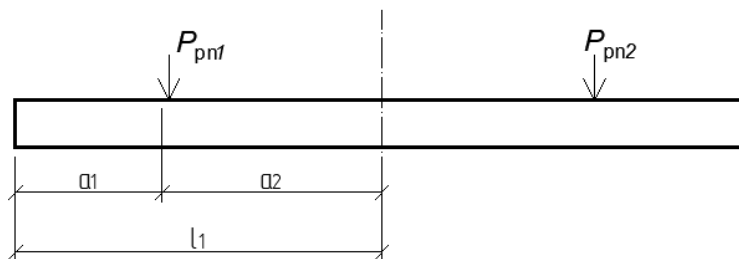


Рисунок 3.1 – Схема шпалы Ш1-М

При расчете методом начальных параметров установлено, что для такой шпалы достаточно рассматривать три участка (длиной  $a_1$ ,  $a_2$ , и  $a_3$ ), так как погрешность результатов при таком допущении не превышает 5 % по сравнению с точным расчетом [34]. Схема разбивки шпал показана на рисунке 3.2.

а)



б)

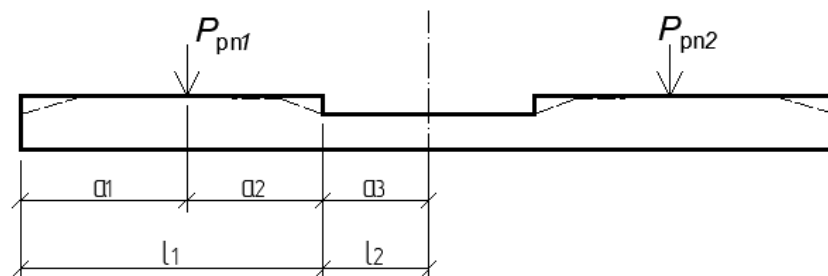


Рисунок 3.2 – Расчетная схема разбивки шпалы на участки

а) – деревянная шпала; б) – железобетонная шпала

В общем случае рассмотрим железобетонную шпалу, состоящую из трех участков. Функция прогибов, углов поворота и внутренних усилий для I-го, II-го и III-го участков имеют вид:

– при  $x = 0 \dots a_1$ :

$$\left\{ \begin{array}{l} y_I(x) = y_0 A_x(mx) + \frac{\Phi_0}{m} B_x(mx); \\ \varphi_I(x) = -4y_0 m D_x(mx) + \Phi_0 A_x(mx); \\ M_I(x) = 4E_{uu} I_{uu} m [y_0 m C_x(mx) + \Phi_0 D_x(mx)]; \\ Q_I(x) = 4E_{uu} I_{uu} m^2 [y_0 m B_x(mx) + \Phi_0 C_x(mx)]. \end{array} \right. \quad (3.1)$$

– при  $x = a_1 \dots l_1$ :

$$\left\{ \begin{array}{l} y_{II}(x) = y_I(mx) + \frac{P_{c(кк)}}{E_{uu} I_{uu} m^3} D_x[m(x-a)]; \\ \varphi_{II}(x) = \varphi_I(mx) + \frac{P_{c(кк)}}{E_{uu} I_{uu} m^2} C_x[m(x-a)]; \\ M_{II}(x) = M_I(mx) - \frac{P_{c(кк)}}{m} B_x[m(x-a)]; \\ Q_{II}(x) = Q_I(mx) - P_{c(кк)} A_x[m(x-a)]. \end{array} \right. \quad (3.2)$$

– при  $x = l_1 \dots l_2$ :

$$\left\{ \begin{array}{l} y_{III}(x) = -\frac{1}{E_{uu} I_{uu2} m_2^2} C_x[m_2(x-l_1)] M_{II}(ml_1) - \frac{1}{E_{uu} I_{uu2} m_2^3} Q_{II}(ml_1) \cdot \\ \cdot D_x[m_2(x-l_1)] + y_{II}(ml_1) A_x[m_2(x-l_1)] + \varphi_{II}(ml_1) \frac{B_x[m_2(x-l_1)]}{m_2}; \\ \varphi_{III}(x) = -\frac{1}{E_{uu} I_{uu2} m_2} B_x[m_2(x-l_1)] M_{II}(ml_1) - \frac{1}{E_{uu} I_{uu2} m_2^2} Q_{II}(ml_1) \cdot \\ \cdot C_x[m_2(x-l_1)] - m_2 y_{II}(ml_1) D_x[m_2(x-l_1)] + \varphi_{II}(ml_1) A_x[m_2(x-l_1)]; \\ M_{III}(x) = M_{II}(ml_1) A_x[m_2(x-l_1)] + Q_{II}(ml_1) B_x[m_2(x-l_1)] + \\ + 4E_{uu} I_{uu2} m_2^2 y_{II}(ml_1) C_x[m_2(x-l_1)] + 4E_{uu} I_{uu2} m_2 \varphi_{II}(ml_1) D_x[m_2(x-l_1)]; \\ Q_{III}(x) = -4m_2 M_{II}(ml_1) D_x[m_2(x-l_1)] + Q_{II}(ml_1) A_x[m_2(x-l_1)] + \\ + 4E_{uu} I_{uu2} m_2^3 y_{II}(ml_1) B_x[m_2(x-l_1)] + 4E_{uu} I_{uu2} m_2^2 \varphi_{II}(ml_1) C_x[m_2(x-l_1)]. \end{array} \right. \quad (3.3)$$

Коэффициент относительной жесткости шпального основания и шпалы вычисляют по формулам:

$$m = \sqrt[4]{\frac{b_{ш} C}{4 \cdot E_{ш} I_{ш}}}; \quad (3.4)$$

$$m_2 = \sqrt[4]{\frac{b_{ш2} C_2}{4 \cdot E_{ш} I_{ш2}}}, \quad (3.5)$$

где  $b_{ш}$  и  $b_{ш2}$  – ширина подошвы шпалы вдоль оси пути соответственно на I (II) и на III участке;  $C_1$  и  $C_2$  – коэффициент постели шпалы соответственно на I (II) и на III участке;  $E_{ш} I_{ш}$  и  $E_{ш} I_{ш2}$  – жесткость шпалы соответственно на I (II) и на III участке.

Гиперболо-тригонометрические функции А. Н. Крылова имеют вид:

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x(mx) = \frac{1}{4m^3} (\sin(mx) \cdot \operatorname{ch}(mx) - \cos(mx) \cdot \operatorname{sh}(mx)); \\ C_x(mx) = D_x'(mx); \\ B_x(mx) = D_x''(mx); \\ A_x(mx) = D_x'''(mx). \end{array} \right. \quad (3.6)$$

Для деревянных шпал, имеющих постоянное сечение по длине, функции прогибов, углов поворота и внутренних усилий представлены только формулами (3.1) и (3.2).

При движении поезда в прямом участке пути, когда превышение одного рельса над другим равно 0, усилие от подвижного состава на каждый из рельсов распределяется равномерно. При симметричном характере нагружения угол поворота шпалы и поперечная сила в среднем сечении шпалы равны 0.

Следовательно,  $\varphi\left(\frac{a_{ш}}{2}\right) = 0$ ,  $Q\left(\frac{a_{ш}}{2}\right) = 0$ .

При движении поезда в кривом участке пути усилие от подвижного состава на каждый из рельсов распределяется неравномерно. Для удобства расчета рассматривают две схемы: симметричную и кососимметричную. Результирующие усилия в шпале определяют путем суммирования значений прогибов, углов поворотов, поперечной силы и изгибающего момента в соответствующих

сечениях, полученных при симметричной и кососимметричной расчетных схемах. При кососимметричном характере нагружения изгибающий момент и перемещение среднего сечения шпалы равны 0. Следовательно,  $y\left(\frac{a_{uu}}{2}\right)=0$ ,  $M\left(\frac{a_{uu}}{2}\right)=0$ .

Разложения нагрузки по симметричной и кососимметричной схемам показаны на рисунке 3.3. Нагрузки, приходящиеся на каждый из рельсов  $P_c$  при симметричной и  $P_{kc}$  при кососимметричной расчетной схеме, вычисляют по формулам:

$$P_c = \frac{P_{pn1} + P_{pn2}}{2}, \quad (3.7)$$

$$P_{kc} = \frac{P_{pn1} - P_{pn2}}{2}. \quad (3.8)$$

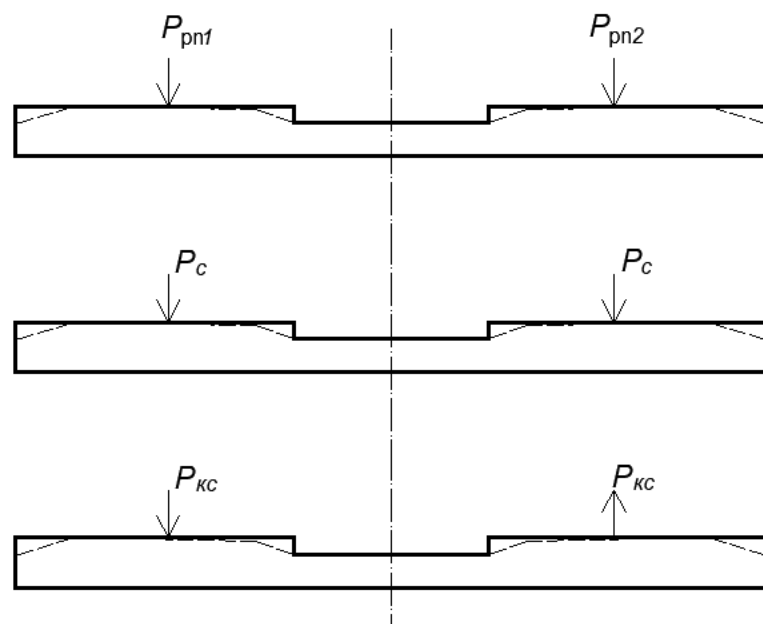


Рисунок 3.3 – Схема разложения нагрузки по симметричной и кососимметричной схеме

Решая системы уравнений (3.1) – (3.3), определяют значения  $y_0$  и  $\varphi_0$ , что позволяет получить значения вертикального перемещения шпалы и, как следствие, вертикальное давление под нижней постелью шпалы в любой точке по ее длине.



### 3.2 Построение эпюры вертикального давления по поверхности сечения плиты балластного корыта

В разделе 1.2 приведены сведения о теоретических и экспериментальных исследованиях по определению вертикального давления по высоте балластного слоя. Однако показанные в данном разделе формулы имеют ряд недостатков. Например, формула (1.19) применима только при толщине балласта более 15 см. Она была получена для определения внутренних усилий в наиболее нагруженной точке земляного полотна, расположенной по оси рельса. Возможность ее применения для построения пространственной эпюры давления по всей ширине балластного слоя нигде не регламентирована. Согласно [106], формула (1.19) была получена с помощью теории линейно-деформируемой среды. Тогда эпюру распределения напряжений по подошве шпалы, показанной на рисунке 1.8, можно рассмотреть как сумму двух случаев нагружения: действие на подошву шпалы равномерной полосовой нагрузки и действие полосовой нагрузки, распределенной по закону треугольника. Необходимо отметить, что рассматривается плоская задача и неравномерность распределения давления по подошве шпал поперек оси пути не учитывается.

При нагрузке, равномерно распределенной по полосе, вертикальное напряжение в линейно-деформируемой среде определяют по формуле:

$$\sigma_z = \frac{p_1}{\pi} \left[ \operatorname{arctg} \frac{b_{1ш} - x}{z} + \operatorname{arctg} \frac{b_{1ш} + x}{z} - \frac{2b_1 h (x^2 - z^2 - b_{1ш}^2)}{(x^2 + z^2 - b_{1ш}^2)^2 + 4b_{1ш}^2 z^2} \right], \quad (3.9)$$

где  $p_1$  – вертикальное давление на нижней постели шпалы в рассматриваемом поперечном сечении;  $z$  – координата рассматриваемой точки по высоте балластного слоя;  $x$  – координата рассматриваемой точки вдоль оси пути относительно поперечной оси шпалы;  $b_{1ш}$  – половина ширины шпалы.

При нагрузке, распределенной по полосе по закону треугольника, вертикальное напряжение в линейно-деформируемой среде определяют по формуле:

$$\sigma_z = \frac{2p_2}{\pi} \left[ \frac{b_{\text{ш}} - x}{b_{\text{ш}}} \left( \arctg \frac{b_{\text{ш}} - x}{z} - \arctg \frac{x}{z} \right) - \frac{zx}{x^2 + z^2} \right]. \quad (3.10)$$

Согласно рисунку 1.8,  $p_1 = \sigma_{\text{шб}}(2 - m_0)$ ,  $p_2 = m_0 \sigma_{\text{шб}} - \sigma_{\text{шб}}(2 - m_0)$ . Тогда при  $x=0$   $\Sigma \sigma_z$  можно вычислить по формуле:

$$\Sigma \sigma_z = \frac{4\sigma_{\text{шб}}}{\pi} \left[ 0,5m_0 \cdot \arctg \frac{b_{\text{ш}}}{2z} + \frac{(2 - m_0)b_{\text{ш}}z}{b_{\text{ш}}^2 + 4z^2} \right]. \quad (3.11)$$

Формулу (3.11) можно также представить в виде:

$$\Sigma \sigma_z = 1,25\sigma_{\text{шб}} \left[ 0,509m_0 \cdot \arctg \frac{b_{\text{ш}}}{2z} + 1,02 \frac{(2 - m_0)b_{\text{ш}}z}{b_{\text{ш}}^2 + 4z^2} \right]. \quad (3.12)$$

При высоте балласта более 15 см, что характерно для устройства пути на основной площадке земляного полотна, тригонометрическую функцию можно выразить через ширину шпалы и толщину балласта:

$$\arctg \frac{b_{\text{ш}}}{2z} \approx \left( \frac{b_{\text{ш}}}{2z} - \frac{b_{\text{ш}}^3}{24z^3} \right). \quad (3.13)$$

Значения напряжений в балластном слое, полученные по формуле (3.11), будут в 1,25 раз выше, чем по формуле (1.19). Коэффициент 0,8 к формуле (1.19) учитывает влияние неравномерного распределения вертикального давления на нижней постели шпалы и применим только для подрельсового сечения. Показанным способом невозможно учесть перераспределение напряжений вдоль оси шпалы (поперек оси пути).

Определить значение давления в балластном слое с учетом неравномерности его передачи через шпалы как вдоль оси пути, так и поперек возможно с помощью решения задачи Буссинеска при действии сосредоточенной силы [34]. Возможность применения для балласта понятия «однородного грунта» было доказано С. Н. Поповым [64] по результатам многочисленных экспериментов. Для балластировки пути в соответствии с ГОСТ 7392–2014 используют щебень фракции 25–60 мм. По данным лабораторных исследований [64], угол передачи давления в щебне этой фракции составил 45°–50°, что позволяет применять

формулы механики сплошной среды и метод конечных элементов при расчете давления в любой точке балластного слоя.

Для построения эпюры вертикального давления в любой точке балластного слоя необходимо разбить площадь нижней постели шпалы на ряд достаточно малых площадок. При этом нагрузка, действующая на каждую из площадок, принимается за сосредоточенную силу, приложенную в центре площадки. На основе задачи Буссинеска и принципа суперпозиции напряжение в точке  $k$  с координатами  $(x_k, y_k, z_k)$  от действия напряжения в  $i$ -ой площадке с координатами ее центра  $(x_i, y_i, z_i)$  можно вычислить по формуле [34]:

$$\sigma_{zk} = \frac{3(z_k - z_i)^3}{2\pi} \sum \frac{P_i}{\left((z_k - z_i)^2 + (x_k - x_i)^2 + (y_k - y_i)^2\right)^{5/2}}; \quad (3.14)$$

$$P_i = \sigma_{\text{ши}} \cdot db_{\text{ши}} \cdot da_{\text{ши}}, \quad (3.15)$$

где  $db_{\text{ши}}$  и  $da_{\text{ши}}$  – ширина и длина  $i$ -ой площадки нижней постели шпалы,  $\sigma_{\text{ши}}$  – давление на  $i$  – ой площадке нижней постели шпалы.

Так как в общем случае эпюра давления распределяется под углом  $45^\circ$ , то если координата  $x_k$  или  $y_k$  точки больше, чем  $z_k$ , сила  $P_i$  не оказывает влияния на данную точку. Это условие позволяет существенно уменьшить количество циклов суммирования  $\sigma_{zk}$  для каждой точки балластного слоя на глубине  $z$ .

Значение ширины и длины  $db_{\text{ши}}$  и  $da_{\text{ши}}$   $i$ -ой площадки нижней постели шпалы были подобраны следующим образом [34]:

1) рассматривали фрагмент балластного корыта длиной 5 м и шириной 4 м (для размещения 10 шпал). Для всех случаев рассматривались значения модуля упругости в диапазоне 50–480 МПа, эпюра раскладки шпал – 2000 шт./км, рельсы типа Р65;

2) шпалу представляли в виде сетки с грубым шагом разбивки ( $d_{\text{ш}}b = b_{\text{ш}}$  и  $da_{\text{ш}} = a_{\text{ш}}$ );

3) для каждого узла сетки каждой шпалы получали эпюру давления во всех точках по длине  $n$ -ой шпалы (деревянной и железобетонной) от действия одной

осевой нагрузки  $P = 245$  кН/ось, приложенной над центральной шпалой, путем решения систем уравнений (3.1) – (3.3);

4) уменьшали шаг разбивки в два раза и повторяли п. 3;

5) если значения площади (объема) эпюры вертикального давления, а также максимальные и минимальные ее ординаты в любой точке нижней постели шпалы отличались от значения данных параметров, рассчитанных по более грубой сетке, более чем на 5 %, то повторяли п. 3–5.

По результатам итерационных расчетов было установлено, что  $db_{ши} = b / 3$ ,  $da_{ши} = 5$  см.

Аналогичным образом была подобрана сетка плиты балластного корыта. В качестве исходной сетки приняты размеры 1x1 м, а в качестве сравниваемых параметров – значения площади (объема) эпюры вертикального давления, а также максимальные и минимальные ее ординаты в любой точке балластного слоя. Точность измерений также составляла 5 %.

По результатам итерационных расчетов было установлено, что шаг сетки плиты вдоль оси пути  $da_{п}$  должен составлять не менее 10 см вдоль, шаг поперек оси пути  $db_{п}$  – не менее 5 см. Расчетная схема построения пространственной эпюры вертикального давления в любой точке верхней постели плиты балластного корыта изображена на рисунке 3.4.

Таким образом, в качестве исходных данных для построения пространственной эпюры давления служат изгибная жесткость рельсов, конструкция рельсошпальной решетки и эпюра раскладки шпал, модуль упругости балласта, высота балласта, эксцентриситет пути, значения осевых нагрузок и расстояний между ними, размеры балластного корыта пролетного строения или его фрагмента.

Для построения пространственных эпюр вертикального давления по верхней плоскости плиты балластного корыта была разработана программа АРГО МБ [83]. Исходный код программы написан на объектно-ориентированном языке программирования *Python*. Алгоритм работы в программном комплексе включает следующие этапы:

– ручной ввод исходных данных верхнего строения пути (эксцентриситеты пути в середине и по концам пролетного строения, тип рельсов и шпал, эпюра раскладки шпал, модуль упругости балласта, толщина балласта под концами шпал);

– определение ординат пространственных эпюр вертикального давления по верхней плоскости плиты балластного корыта согласно методике, изложенной в п. 3.1 и п. 3.2 настоящей работы;

– сохранение результатов расчета в форматах \*.txt для возможности просмотра данных в текстовом редакторе и \*.csv для просмотра данных в MS Excel.

Рабочее поле ввода исходных данных представлено на рисунке 3.5.

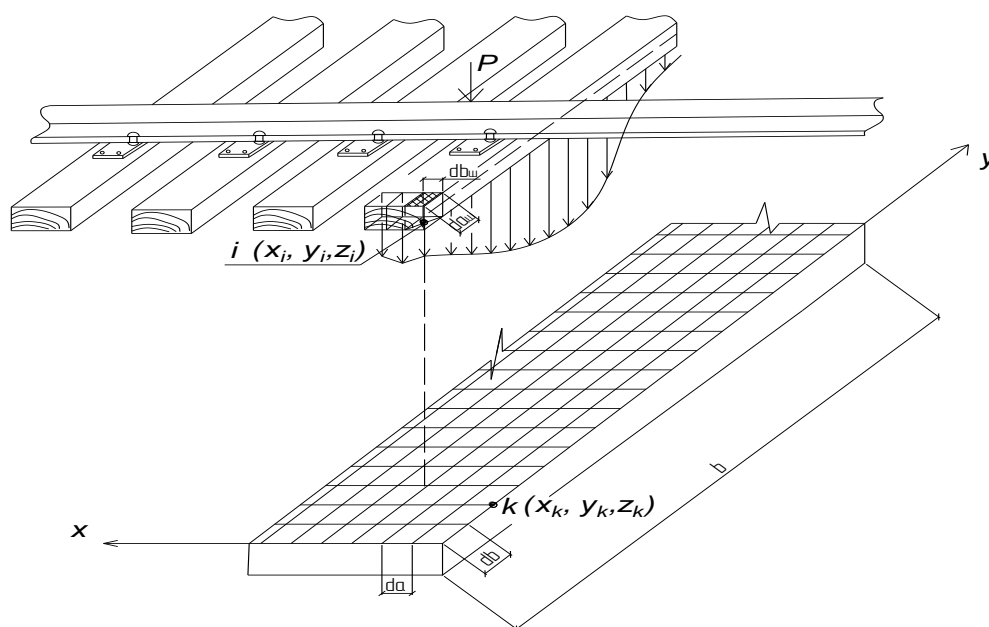


Рисунок 3.4 – Схема построения пространственной эпюры вертикального давления в любой точке верхней постели плиты балластного корыта  
 $b$  – размер балластного корыта поперек оси пути (расстояние между внутренними гранями продольных бортов)

В качестве примера рассмотрен фрагмент балластного корыта шириной 4 м и длиной 8 м. Эпюра шпал составляет 2000 шт./км. Таким образом, на фрагменте балластного корыта размещается 10 шпал с расстоянием между осями 0,5 м. Рельсошпальная решетка представлена железобетонными шпалами Ш1-М и рельсами типа Р65. Высота балласта – 50 см, жесткость подрельсового основания

– 150 МПа. Эксцентриситет пути постоянный и составляет 5 см. Коэффициент изгиба шпал принят по экспериментальным данным А. Н. Яшнова [111]. В качестве временной нагрузки отдельно рассмотрим два случая:

1) одна ось весом 245 кН, расположенная на расстоянии 2,5 м от начала фрагмента балластного корыта;

2) две оси весом по 245 кН каждая, расположенные на расстоянии 2,5 м и 4,35 м от начала фрагмента балластного корыта (расстояние 1,85 м между соседними осями встречается у многих типов вагонов и локомотивов).

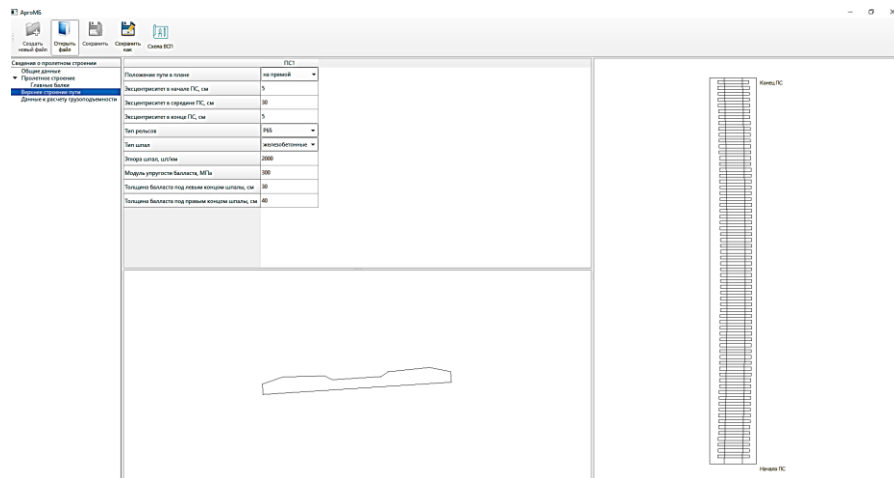
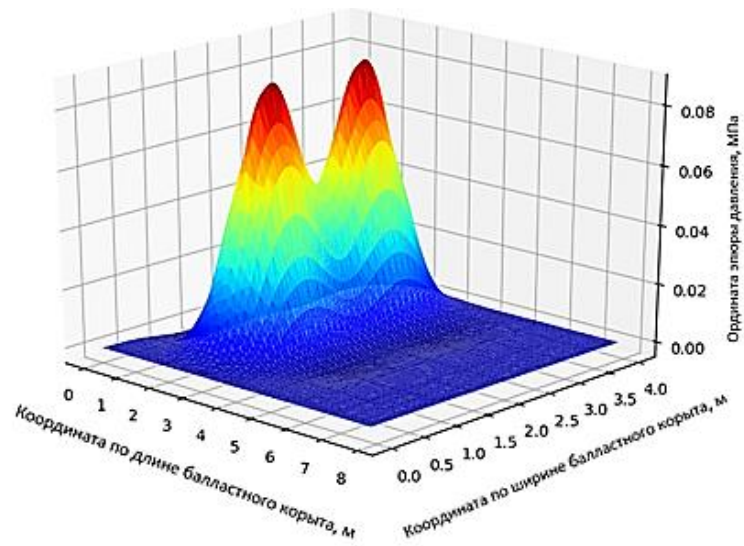


Рисунок 3.5 – Рабочее поле ввода исходных данных программы АРГО МБ

Пространственные эпюры вертикального давления по верхней плоскости плиты балластного корыта построены в программе АРГО МБ и показаны на рисунках 3.6 и 3.7. При сравнении видов эпюр поперек оси пути очевидно, что при небольших расстояниях между соседними осями наибольшие ординаты эпюры вертикального давления возникают под шпалами, расположенными между ними. Это объясняется тем, что давление под шпалой распространяется в толще балласта под углом  $45^\circ$  и на глубине балласта, превышающего расстояние между соседними шпалами в свету, происходит сложение долей от воздействий на каждую из соседних шпал.

а)



б)



в)

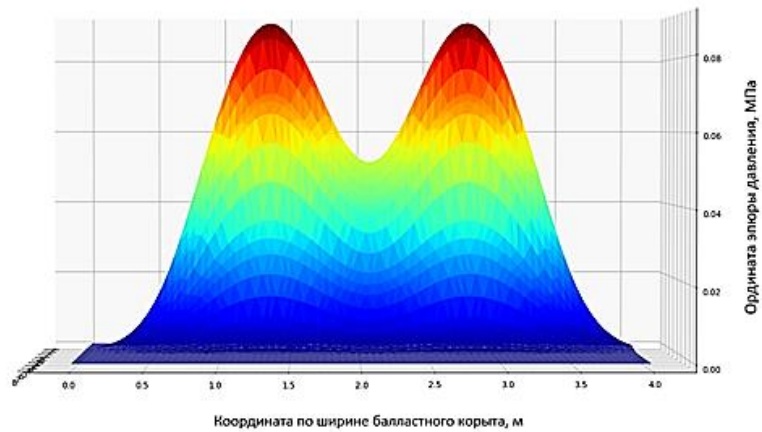
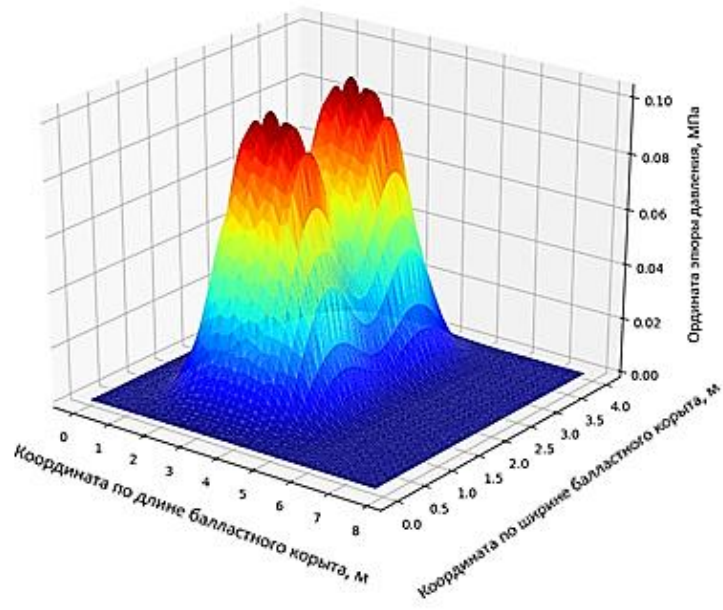
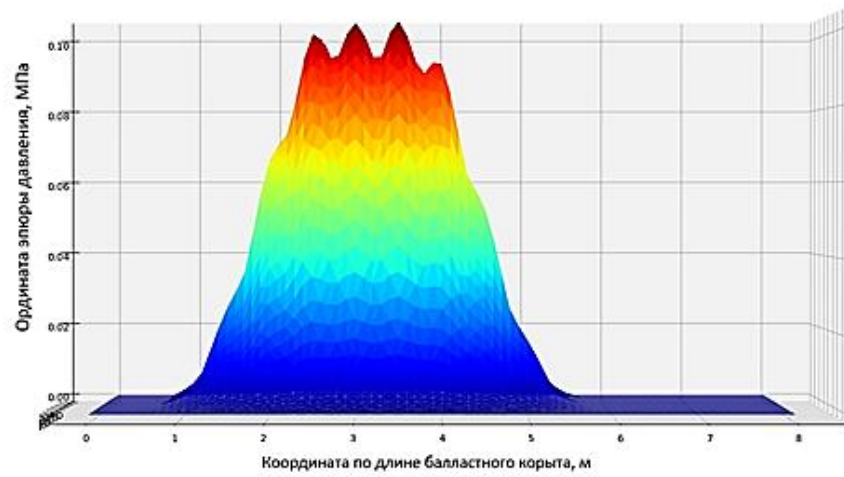


Рисунок 3.6 – Пространственная эпюра при первом случае нагружения  
 а) – вид эпюры в пространстве; б) – вид эпюры вдоль оси пути; в) – вид эпюры поперек оси пути

а)



б)



в)

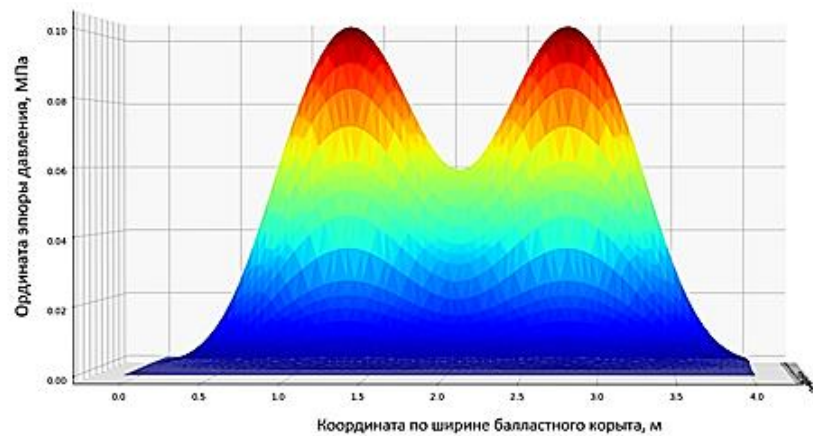


Рисунок 3.7 – Пространственная эпюра при втором случае нагружения  
 а) – вид эпюры в пространстве; б) – вид эпюры вдоль оси пути; в) – вид эпюры поперек оси пути



### 3.3 Численное моделирование совместной работы верхнего строения пути и плиты балластного корыта

Одним из способов моделирования балласта - постановка двухузловых упругих связей, соединяющих шпалы с основанием. Рельс при этом задается как протяженный балочный элемент. В своих исследованиях Н. Feng [114] предложил параметры жесткости таких связей: в продольном направлении оси пути – 250 МН/м, в поперечном – 140 МН/м. Жесткость связей на сжатие при этом должна составлять 110 МН/м. Необходимо отметить, что в работе [114] отсутствует модуль упругости балластного слоя, поэтому применимость данных жесткостей для разного типа балласта остается под вопросом. Кроме того, полученные модели умеют узкую направленность для оценки динамических параметров верхнего строения пути [117] и не позволяют детально оценить характер распределения внутренних усилий в основании верхнего строения пути. Многие исследователи при изучении характера распространения давления в балластном слое для составления численных моделей рекомендуют использовать объемные восьмиузловые элементы типа как для балласта, так и для остальных элементов верхнего строения пути и основания [111–113; 115; 116].

Достоверность результатов, полученных при конечно-элементном моделировании, сильно зависит от значения деформативных характеристик материалов, таких как модуль упругости и коэффициент Пуассона. Деформативные характеристики объемных конечных элементов, используемых при моделировании балластного слоя в различных работах, показаны в таблице 3.1. Значения, принятые С. В. Ефимовым [31], А. Н. Яшновым [111], W. De Corte и Ph. Van Bagaert [113] были подобраны путем верификации конечно-элементной модели с результатами лабораторных и натурных экспериментов.

Большой разброс значений в работах разных исследователей связан с тем, что модуль упругости балласта изменяется в зависимости от его плотности [119; 116]. Когда балласт только уложен, имеется большое свободное пространство между частицами щебня, таким образом, балластный слой имеет низкий модуль упругости

около 50-80 МПа [111; 114]. При многократно повторяющихся нагрузках балласт хорошо уплотняется и его модуль упругости возрастает до 480 МПа [111, 119]. Однако из-за дальнейших циклических загрузений крупные частицы измельчаются в мелкие и округляются, в результате чего модуль упругости балласта снова снижается. Еще одним фактором, существенно увеличивающим модуль упругости балласта, является смерзание балласта при отрицательной температуре воздуха, когда из-за смерзания воды в пространстве между частицами балласта весь слой работает как сплошное жесткое тело. Исследования по определению деформативных характеристик балласта в замершем состоянии отсутствуют в открытом доступе или не были проведены. Необходимо отметить, что в работах [112; 113; 114; 117–121] не указано при каких деформативных характеристиках балластного слоя давление на плиту проезжей части или земляное полотно будет максимальным [34].

Таблица 3.1 – Деформативные характеристики балласта

| Авторы исследований                                    | Модуль упругости, МПа | Коэффициент Пуассона |
|--|-----------------------|----------------------|
| С. В. Ефимов [31]                                      | 90                    | 0,33                 |
| А. Н. Яшнов [111]                                      | 50–400                | 0,2–0,3              |
| С. Bonifacio, D. Ribeiro, R. Calcada, R. Delgado [112] | 145                   | 0,3                  |
| W. De Corte, Ph. Van Bagaert [113]                     | 200                   | 0,33                 |
| H. Feng [114]  | 80–250                | 0,2–0,3              |
| O. Mirza, S. Kaewunruen [118]                          | 120                   | 0,33                 |
| J-Yi Shih, D. Thompson, A. Zervos [119]                | 480                   | 0,2–0,3              |
| A. S. J. Suiker [120]                                  | 200                   | 0,3                  |
| L. S. Sowmiya, J. T. Shahu, K. K. Gupta [121]          | 130                   | 0,33                 |

Для сравнения экспериментальных эпюр напряжения в балласте, полученных А. Н. Яшновым [111], и аналитического решения, полученного по формулам (3.1) – (3.15), были составлены конечно-элементные модели из объемных элементов со средним размером ребра 25 мм у рельсошпальной решетки, 50 мм у балластного слоя и 100 мм у фрагмента железобетонного корыта. В моделях использованы

деревянные (тип IA) и железобетонные (тип Ш1-М) шпалы, расстояние между осями которых принято равным 50 см (нормативная величина при устройстве пути на мостах). Граничные условия при моделировании были заданы следующие: на нижней поверхности модели поставлена заделка и реализовано ограничение перемещения балласта по оси  $X$  (вдоль оси пути). Объединение шпал с балластом и балласта с железобетонным корытом пролетного строения осуществлено с помощью упругих связей, позволяющих балласту «скользить» по дну корыта, а шпалам «отлипнуть» от поверхности балласта. Коэффициенты трения между балластом и корытом, а также между балластом и шпалой были получены в работе [118]. Рельсы и шпалы объединены по смежным узлам в области подкладок упругими связями, жесткость которых позволяет смещаться рельсу относительно шпал. Продольная жесткость связей «рельс-шпала» при железобетонных шпалах принята по данным экспериментальных исследований [28] скреплений КБ при нормативном уровне закрутки болтов. Для костыльного скрепления подобные исследования не проводили, поэтому продольная жесткость связей «рельс-шпала» принята аналогично скреплениям типа КБ. Жесткостные характеристики упругих связей показаны в таблице 3.2 [34].

Таблица 3.2 – Жесткостные характеристики упругих связей

| Тип связи                  | Вертикальная жесткость $S_z$ , кН/мм         | Продольная жесткость (вдоль оси пути) жесткость $S_x$ , кН/мм | Поперечная жесткость (поперек оси пути) жесткость $S_y$ , кН/мм |
|----------------------------|--|---|---|
| балласт-плита              | $\infty$                                     | 7000  | $\infty$  |
| балласт-шпала              | $\infty$ - при сжатии,<br>0 – при растяжении | 8000  | $\infty$  |
| рельс-железобетонная шпала | $\infty$                                     | 8900  | $\infty$  |
| рельс-деревянная шпала     | $\infty$                                     | 7300  | $\infty$  |

Определение напряженно-деформированного состояния элементов верхнего строения пути и плиты балластного корыта от воздействия временной

вертикальной нагрузки выполнено с помощью программного комплекса *Midas FEA*. Пролетное строение задано в виде трехмерной модели с использованием объемных четырехузловых тетраэдрических конечных элементов. Временная нагрузка в виде одиночной оси смоделирована вертикальными сосредоточенными силами, приложенными к головке рельсов над средней шпалой. Нагрузка была задана на каждый рельс типа Р65 двумя сосредоточенными силами величиной 123 кН, расположенными по оси центральной шпалы. Рельсы, шпалы и балласт объединены между собой упругими связями, жесткость которых представлена в таблице 3.2. Для анализа влияния деформаций основания на распределение давления в балластном слое плита балластного корыта разработана в двух вариантах: железобетонном, выполненном по опалубочным чертежам типового проекта железнодорожного сталежелезобетонного пролетного строения инв. № 739, и металлическом ортотропном, выполненном по чертежам типового проекта железнодорожного металлического пролетного строения 510 РЧ. Также было изучено влияние эксцентриситета пути и возвышения наружного рельса. Так как балласт не работает на растяжение, то произведен нелинейный расчет, выключающий из работы элементы балласта при деформации растяжения. Характер работы остальных материалов упругий. Используемые при расчете деформативные характеристики материалов приведены в таблице 3.3 [34].

Таблица 3.3 – Характеристики материалов, используемые в КЭ-модели

| Наименование                    | Рельс    | Железобетонная шпала | Деревянная шпала | Корыто                          | Балласт       |
|---------------------------------|----------|----------------------|------------------|---------------------------------|---------------|
| Модуль упругости, МПа           | 206000   | 30000                | 10000            | $\infty$ /<br>30000 /<br>206000 | 50...480      |
| Коэффициент Пуассона            | 0,30     | 0,25                 | 0,05             | 0,25 /<br>0,30                  | 0,30          |
| Модель деформирования материала | Линейная |                      |                  |                                 | Мора – Кулона |

Описание конечно-элементных моделей представлено в таблице 3.4, примеры отдельных моделей изображены на рисунках 3.8 и 3.9.

Таблица 3.4 – Типы КЭ моделей

| Рельсошпальная решетка                      | Тип балластного корыта    | Модуль упругости балластного корыта, МПа | Эксцентриситет пути, см | Возвышение наружного рельса, см | Модуль упругости балласта, МПа   |
|---|---------------------------|--|-------------------------|---------------------------------|----------------------------------|
| Деревянная шпала типа IA + рельсы Р65       | Металлическое ортотропное | $\infty / 30000$                         | 0 / 20 / 40             | 0 / 25                          | 50 / 100 / 200 / 300 / 400 / 480 |
|   | Железобетонное            | $\infty / 30000$                         | 0 / 20 / 40             | 0 / 25                          | 50 / 100 / 200 / 300 / 400 / 480 |
| Железобетонная шпала типа Ш1-М + рельсы Р65 | Металлическое ортотропное | $\infty / 206000$                        | 0 / 20 / 40             | 0 / 25                          | 50 / 100 / 200 / 300 / 400 / 480 |
|   | Железобетонное            | $\infty / 206000$                        | 0 / 20 / 40             | 0 / 25                          | 50 / 100 / 200 / 300 / 400 / 480 |

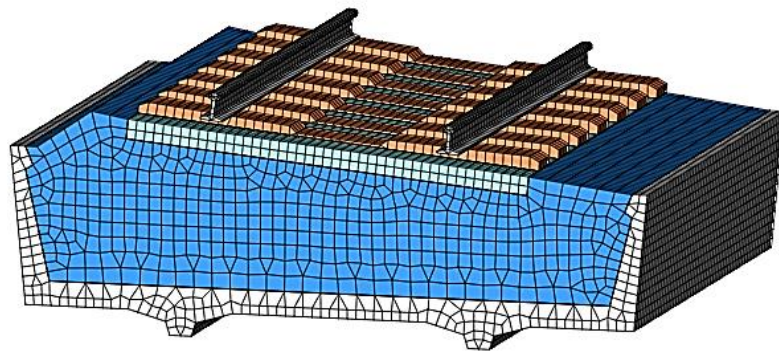


Рисунок 3.8 – Конечно-элементная модель железобетонного балластного корыта, путь на железобетонных шпалах, эксцентриситет пути отсутствует, возвышение наружного рельса – 15 см

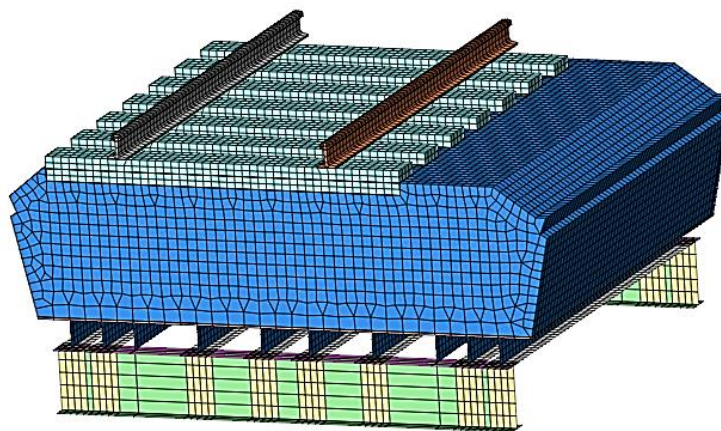


Рисунок 3.9 – Конечно-элементная модель металлического ортотропного балластного корыта, путь на деревянных шпалах, эксцентриситет пути равен 40 см, возвышение наружного рельса отсутствует

Зная прогиб рельса от действия некоторой нагрузки с учетом формул (1.12) и (1.16), жесткость подрельсового основания можно определить по формуле:

$$E_{\text{по}} = \frac{k \sum P_{pi} \eta_i}{2 \cdot y_p} = \sqrt[4]{\frac{E_{\text{по}}}{4 \cdot E_p I_{py}}} \cdot \frac{\sum P_{pi} \eta_i}{2 \cdot y_p}; \quad (3.16)$$

$$E_{\text{по}} = \sqrt[3]{\frac{1}{64 E_p I_{py}} \left( \frac{\sum P_{pi} \eta_i}{y_p} \right)^4}. \quad (3.17)$$

В таблице 3.5 показаны результаты вычисления жесткости подрельсового основания по данным упругой просадки подрельсового сечения, полученного методом конечных элементов. Также для каждого вида шпал по результатам конечно-элементного расчета был получен коэффициент изгиба шпал (см. формулу 1.13). Сравнение значений коэффициента изгиба шпал представлены в таблице 3.6. В качестве плиты балластного корыта при этом было задано абсолютно жесткое тело. В качестве внешнего усилия принята одна ось с нагрузкой на рельс  $P_p = 123$  кН.

Таблица 3.5 – Значения жесткости подрельсового основания для абсолютно жесткого балластного корыта

| Рельсошпальная решетка                      | Модуль упругости балласта $E_{\text{б}}$ , МПа | Упругая просадка подрельсового сечения по результатам КЭ модели $y_p$ , мм | Жесткость подрельсового основания $E_{\text{по}}$ , МПа | $E_{\text{по}}/E_{\text{б}}$ |
|---|--|--|---|------------------------------|
| Деревянная шпала типа IA + рельсы Р65       | 50   | 0,965  | 85  | 1,68                         |
|   | 100  | 0,636  | 147   | 1,47                         |
|   | 200  | 0,427  | 251   | 1,26                         |
|   | 300  | 0,341  | 338   | 1,13                         |
|   | 400  | 0,287  | 425   | 1,06                         |
|   | 480  | 0,254  | 501   | 1,04                         |
| Железобетонная шпала типа Ш1-М + рельсы Р65 | 50   | 0,708  | 128   | 2,55                         |
|   | 100  | 0,438  | 243   | 2,40                         |
|   | 200  | 0,288  | 423   | 2,11                         |
|   | 300  | 0,230  | 570   | 1,90                         |
|   | 400  | 0,195  | 710   | 1,78                         |
|   | 480  | 0,171  | 850   | 1,77                         |

Таблица 3.6 – Коэффициент изгиба шпал

| Рельсошпальная решетка                      | Модуль упругости балласта $E_б$ , МПа | По результатам КЭ расчета | По расчетам А. Н. Яшнова [111] | По расчетам Г.М. Шахунянца [110] |
|---|---------------------------------------|---------------------------|--------------------------------|----------------------------------|
| Деревянная шпала типа IA + рельсы Р65       | 50                                    | 0,76                      | 0,72                           | 0,80                             |
|   | 100                                   | 0,66                      | 0,71                           | 0,76                             |
|   | 200                                   | 0,57                      | 0,69                           | 0,68                             |
|   | 300                                   | 0,54                      | 0,67                           | 0,59                             |
|   | 400                                   | 0,52                      | 0,65                           | 0,51                             |
|   | 480                                   | 0,47                      | 0,63                           | 0,44                             |
| Железобетонная шпала типа Ш1-М + рельсы Р65 | 50                                    | 0,91                      | 1,00                           | 1,03                             |
|   | 100                                   | 0,89                      | 0,97                           | 1,00                             |
|   | 200                                   | 0,84                      | 0,92                           | 0,94                             |
|   | 300                                   | 0,82                      | 0,87                           | 0,89                             |
|   | 400                                   | 0,79                      | 0,82                           | 0,83                             |
|   | 480                                   | 0,75                      | 0,78                           | 0,78                             |

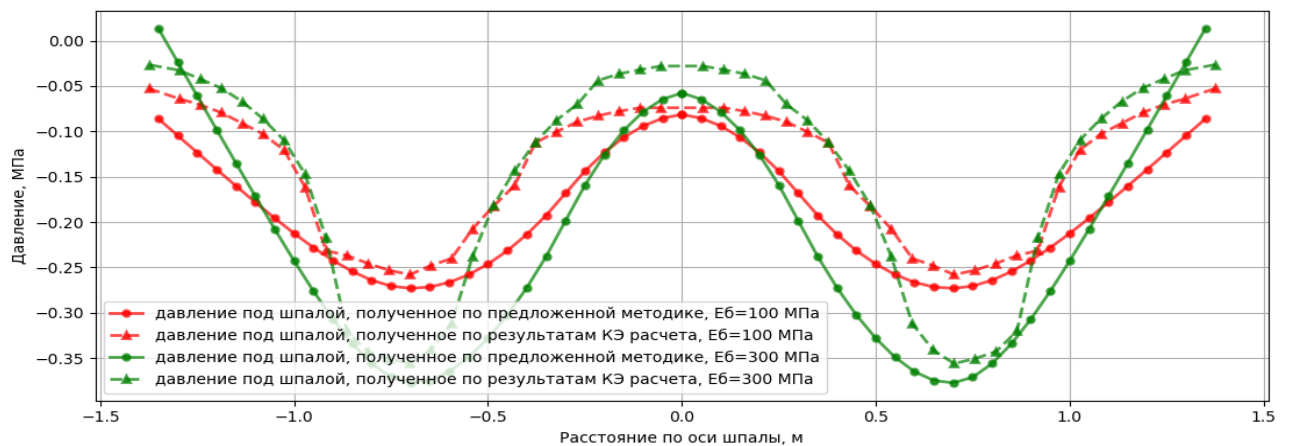
*Примечание:* данные А. Н. Яшнова [111] и Г. М. Шахунянца [110] ограничены лишь значениями альфа при  $E_б$  равном 50 и 400 МПа, промежуточные значения получены по линейной интерполяции.

Как видно из таблицы 3.6, коэффициент изгиба шпалы, полученный по результатам конечно-элементного моделирования, имеет хорошую сходимость с данными, полученными А. Н. Яшновым [111] и Г. М. Шахунянцем [110]. Имеющиеся расхождения с [110] объясняются возможностью отрыва шпалы от балласта в численной модели, а также большей жесткостью подрельсового основания на мостах, чем на земляном полотне. Различия с [111] объясняются более детализированной моделью, учитывающей реальную работу рельсошпальной решетки на пролетном строении, а также влияние прогиба плиты.

По формулам, изложенным в п. 3.1 – 3.2, было определено значения давления под нижней постелью по длине шпалы, над которой располагалась одна ось с нагрузкой на рельс  $P_p = 123$  кН. Значения жесткости подрельсового основания  $E_{пл}$  и коэффициента изгиба шпал  $\alpha$  были приняты по данным таблиц 3.5 и 3.6 (по результатам конечно-элементного моделирования). Сравнение полученных значений и результатов конечно-элементного расчета при абсолютно жестком основании показано на рисунке 3.10.

Из рисунков видно, что принятые расчетные предпосылки позволяют получить хорошее совпадение с результатами конечно-элементного моделирования. На рисунке 3.10 б) отмечена особенность работы железобетонных шпал. За счет меньшей изгибной жесткости центрального участка железобетонной шпалы относительно крайних возможен отрыв средней части шпалы при модуле упругости балласта больше 250 МПа, в связи с чем возникает положительное значение вертикального давления под подошвой шпалы на данном участке. Так как балласт не работает на растяжение, то при построении пространственной эпюры вертикального давления по верхней плоскости плиты балластного корыта необходимо занулять ординаты эпюры давления под шпалой с положительными значениями.

а)



б)

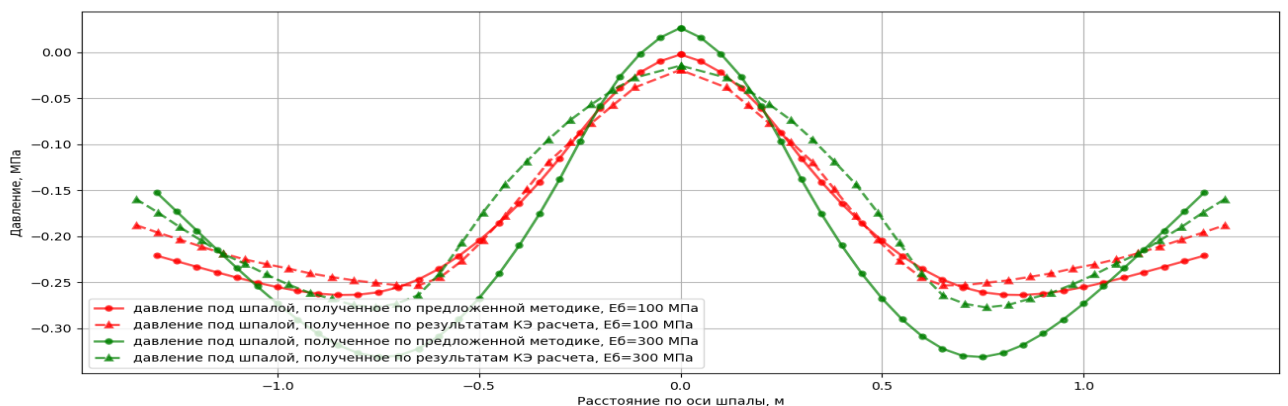


Рисунок 3.10 – Вертикальное давление под нижней постелью шпалы

- а) деревянная шпала типа IA + рельсы P65;  
 б) железобетонная шпала типа Ш1-М + рельсы P65



Согласно формуле (3.12), жесткость подрельсового основания зависит от вертикального перемещения рельса, который, в свою очередь, зависит от деформации шпалы, балластного слоя и прогиба плиты балластного корыта. Деформация креплений в данной работе не учитывалась и принята равной нулю.

Результаты конечно-элементного моделирования показали, что для железобетонной плиты балластного корыта типового сталежелезобетонного пролетного строения прогиб плиты составляет 2–5 % от вертикального перемещения рельса при условии жесткого основания. При моделировании плиты балластного корыта, которое использовалось в экспериментах А. Н. Яшновым [111], этот параметр составил всего 1–2 %. Таким образом, необходимости в уточнении значений  $E_{по}$  и  $\alpha$  для железобетонного балластного корыта нет.

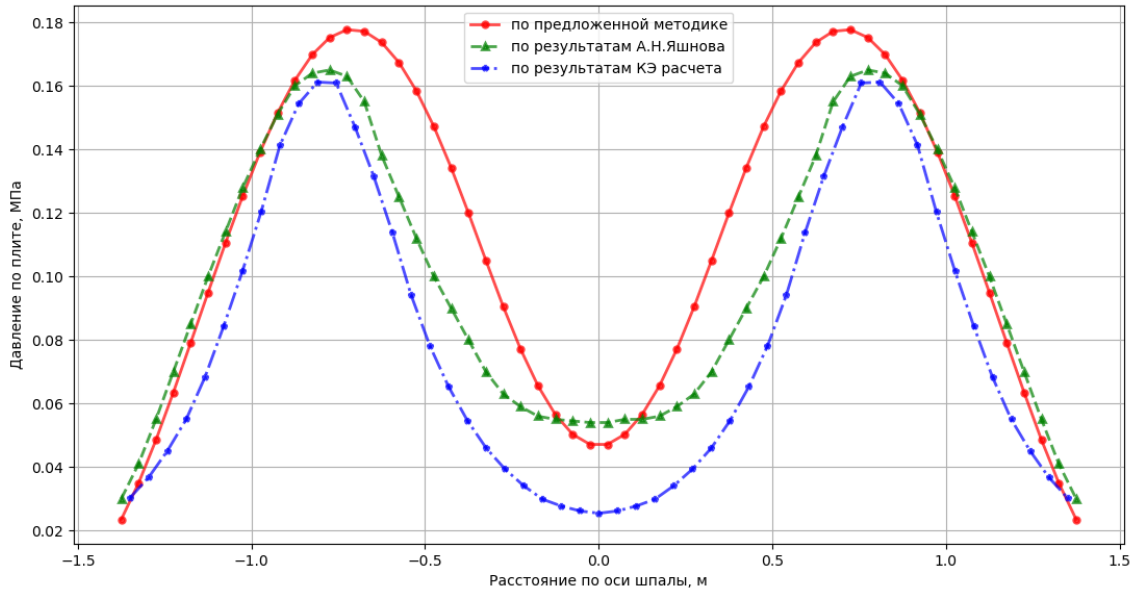
Для оценки возможности использования решения задачи Буссинеска при определении давления в любой точке балластного слоя было выполнено сравнение результатов, полученных по формулам (3.14) и (3.15), с экспериментальными данными, выполненными А. Н. Яшновым [111], а также результатами численного моделирования. Все результаты ниже получены для железобетонного балластного корыта.

Как видно из графиков, изображенных на рисунках 3.11 и 3.12, методика расчета вертикального давления по плите балластного корыта по формулам, приведенным в п. 3.1 и 3.2, имеет удовлетворительную сходимость как с расчетом по методу конечных элементов, так и с экспериментальными данными А. Н. Яшнова [111]. Разность в максимальных значениях ординат эпюр давления не превышает 12 %, а площадь эпюры давления — 15 %.

На мостах, расположенных в кривых участках пути, возвышение наружного рельса достигается увеличением толщины балластного слоя. Таким образом, расстояние от нижней поверхности шпалы до верха балластного корыта изменяется по длине шпалы. По формулам, изложенным в п. 3.1–3.2, была построена эпюра давления по плите балластного корыта под железобетонной шпалой. Толщина балласта составляла 50 см и 25 см в левом и правом подрельсовых сечениях соответственно. Над шпалой располагалась одна ось с нагрузкой на рельс  $P_p =$

123 кН. Значения жесткости подрельсового основания  $E_{по}$  и коэффициента изгиба шпал  $\alpha$  были приняты по данным таблиц 3.5 и 3.6. Сравнение полученных значений и результатов конечно-элементного расчета железобетонного балластного корыта показаны на рисунке 3.13.

а)



б)

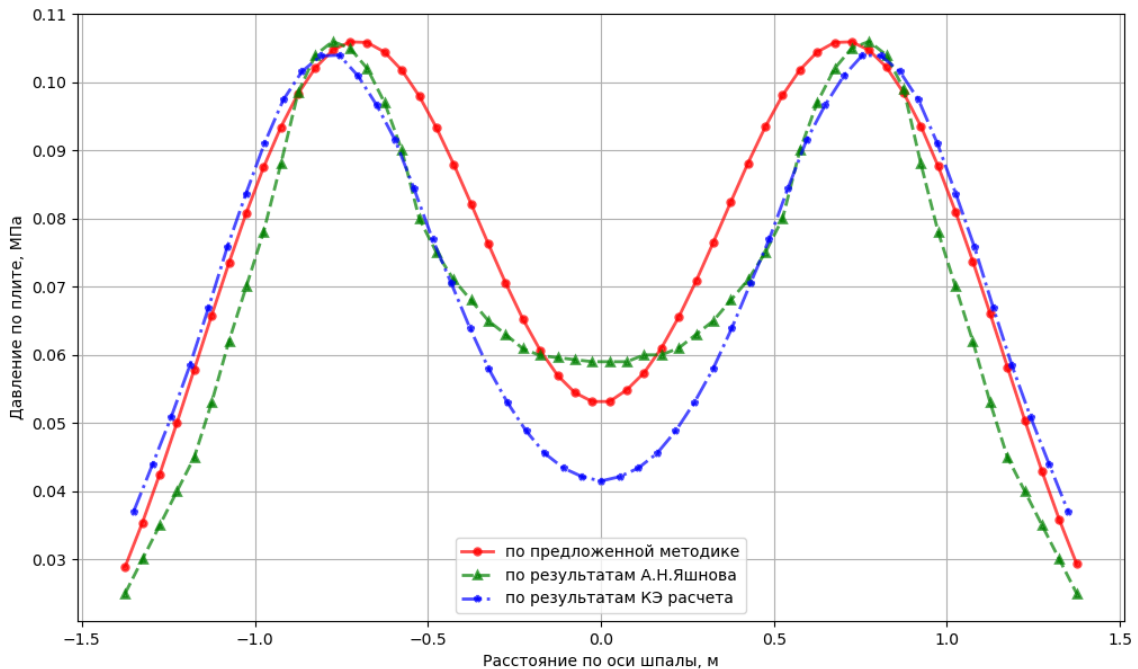
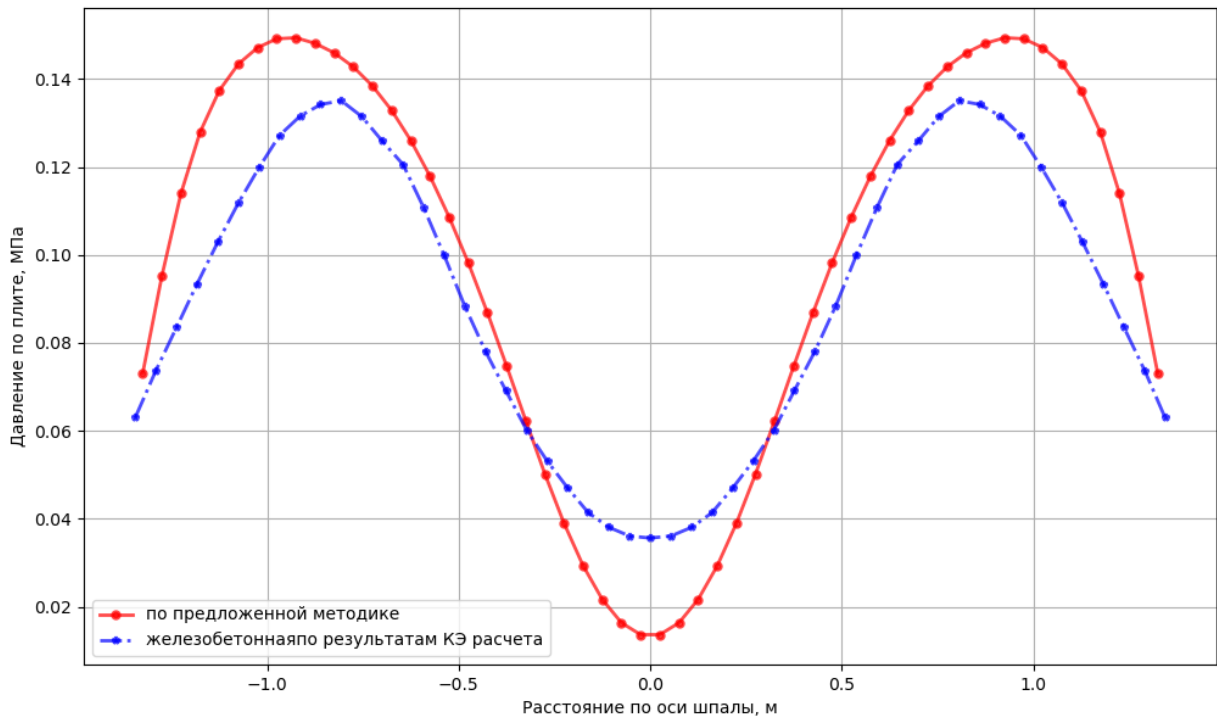


Рисунок 3.11 – Эпюры давления по плите балластного корыта под деревянной шпалой ( $E_{\sigma}=300$  МПа,  $E_{по}=350$  МПа)

а) – при толщине балласта под шпалой 25 см; б) – при толщине балласта под шпалой 50 см.

а)



б)

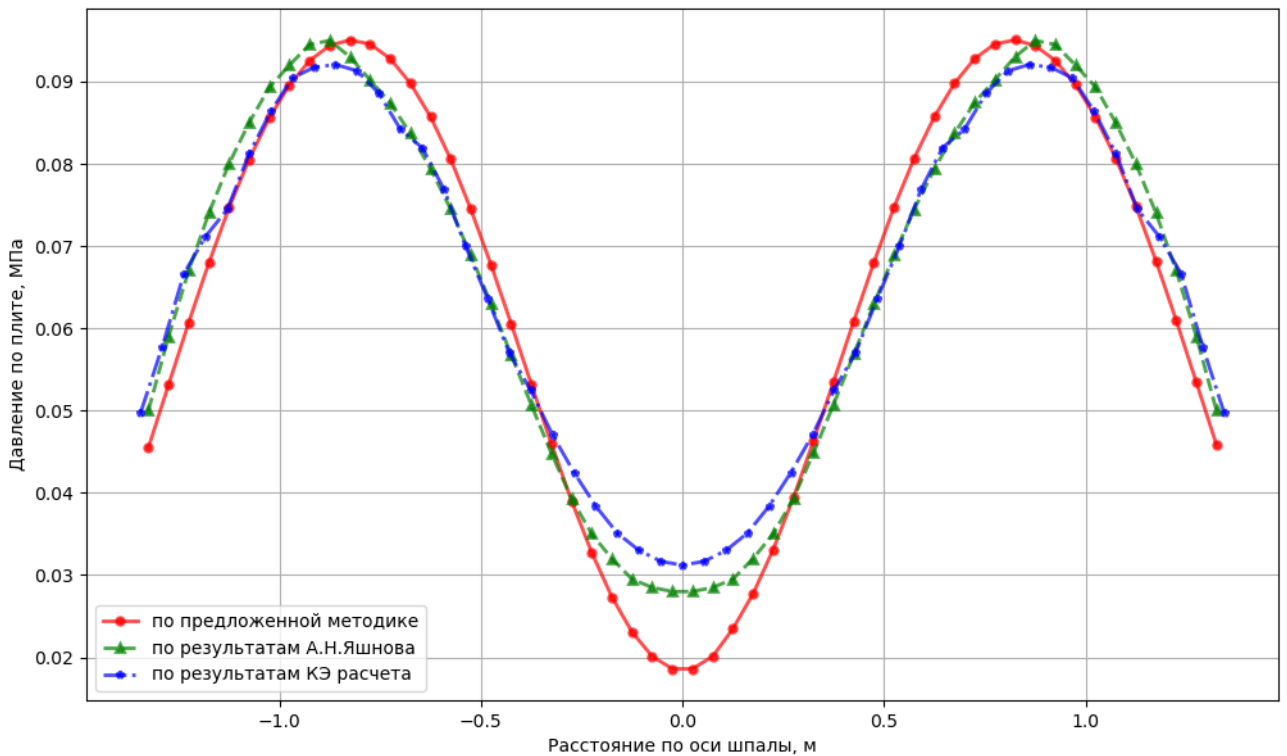


Рисунок 3.12 – Эпюры давления по плите балластного корыта под железобетонной шпалой ( $E_{\sigma}=300$  МПа,  $E_{\text{по}}=580$  МПа)

а) – при толщине балласта под шпалой 25 см; б) – при толщине балласта под шпалой 50 см.

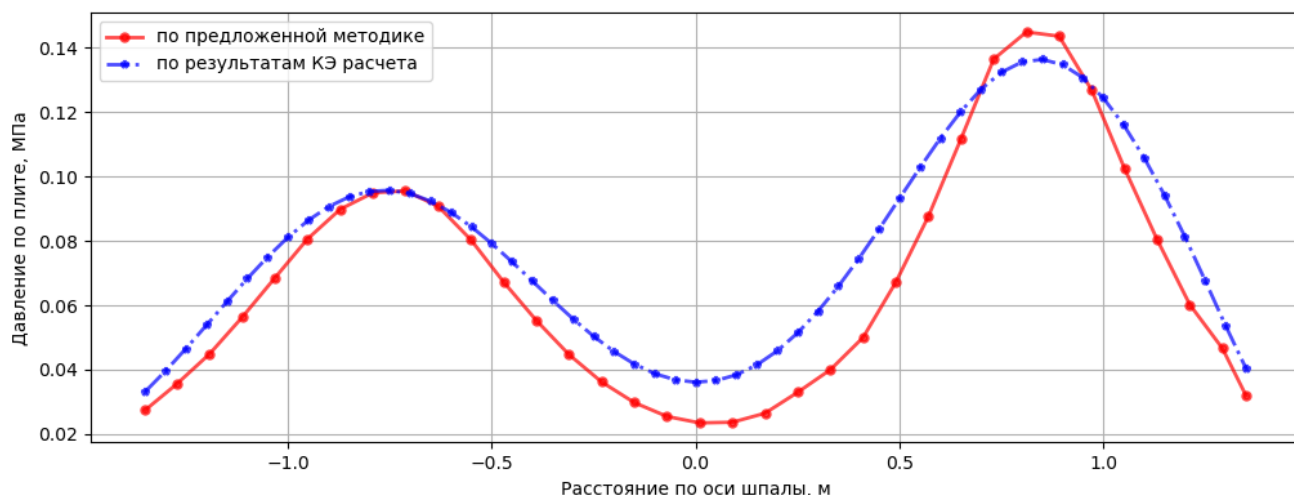


Рисунок 3.13 – Эюры давления по плите балластного корыта под железобетонной шпалой ( $E_б = 300$  МПа,  $E_{по} = 580$  МПа) при толщине балласта под шпалой 50 см и 25 см в левом и правом подрельсовых сечениях соответственно

Как видно из эюр давлений, изображенных на рисунке 3.13, методика расчета вертикального давления по плите балластного корыта по формулам, приведенным в п. 3.1 и 3.2, учитывает неравномерную толщину укладки балластного слоя.

### 3.4 Теоретическое исследование влияния различных факторов на характер распределения давления по плите балластного корыта

#### 3.4.1 Влияние прогиба плиты балластного корыта на жесткость подрельсового основания

Ортотропное металлическое балластное корыто имеет меньшую изгибную жесткость, чем железобетонное. Поэтому прогиб плиты может составлять существенную долю от вертикального перемещения рельса, определенного при условии жесткого основания. При этом за счет достаточно жестких поперечных и главных балок лист настила работает на изгиб как плита, опертая по контуру.

Таким образом, жесткость подрельсового основания будет меняться как вдоль оси пути, так и поперек [34].

Если плита балластного корыта при воздействии нагрузки на рельс имеет прогиб, то суммарный прогиб рельса увеличится, а значение  $E_{по}$  уменьшится, и, как следствие, ординаты эпюры давления по плите балластного корыта также уменьшатся. Таким образом, использование значения жесткости подрельсового основания, представленное в таблице 3.5, при расчете элементов плиты балластного корыта будет идти в запас прочности.

В том случае, когда необходимо построить эпюру давления по плите балластного корыта более точно, для определения жесткости подрельсового основания необходимо выполнить следующую последовательность действий [34]:

1) Составить расчетную схему для определения изгиба плиты балластного корыта с помощью конечных элементов или используя формулы теории упругости. Сложность аналитического решения заключается в том, что металлический лист настила подкреплен ребрами жесткости и в разных плоскостях изгибная жесткость отличается. В случае ортотропного балластного корыта рекомендуется пользоваться методом конечных элементов.

2) Построить поверхность давления на плиту по указаниям п. 3.1. В первом приближении значение  $E_{по1}$  и  $\alpha_1$  принять по таблицам 3.5 и 3.6. В качестве нагрузки рекомендуется принять одну ось  $P_p = 123$  кН. В случае необходимости или удобства использования другой нагрузки нужно значения упругой просадки подрельсового сечения  $u_p$ , указанные в таблице 3.5, пересчитать пропорционально нагрузке.

4) Определить прогиб балластного корыта в подрельсовой зоне для всех шпал, участвующих в расчете.

5) Получить значение  $u_{p2}$  путем прибавления к значениям упругой просадки подрельсового сечения  $u_{p1}$ , указанным в таблице 3.5, величины прогиба плиты балластного корыта  $u_{п}$  и рассчитать новое значение жесткости подрельсового основания  $E_{по2}$  по формуле (3.17).

б) Определить новый коэффициент изгиба шпал по формуле:

$$\alpha_2 = \frac{y_{p1}\alpha_1 + y_{п}}{y_{p1} + y_{п}}, \quad (3.18)$$

где  $\alpha_1$  принимается по таблице 3.6 (данные, полученные по КЭ расчету).

В случае если выполняется не первая итерация, формула (3.18) примет вид:

$$\alpha_{i+1} = \frac{y_{pi}\alpha_i + (y_{пi+1} - y_{пi})}{y_{pi} + (y_{пi+1} - y_{пi})}. \quad (3.19)$$

7) Повторять расчет всех параметров, зависящих от  $E_{по}$  и  $\alpha$  (п. 3 – п. 7), до тех пор, пока не будет выполнено условие  $|E_{по i} - E_{по i+1}| \leq 0,05 \cdot \min(E_{по i}, E_{по i+1})$ .

В качестве примера рассмотрим расчетную модель фрагмента ортотропного металлического балластного корыта из объемных конечных элементов, представленную на рисунке 3.9. В качестве нагрузки принята одна ось с нагрузкой на каждый рельс  $P_p = 123$  кН. Расчет выполнен в программном комплексе *Midas FEA*. Тип рельсов – Р65, шпалы – деревянные разложены по эюре 2000 шт./км. Значение  $\alpha_1$  принято равным 0,54,  $y_{p1} = 0,341$  мм. Модуль упругости балласта – 300 МПа.

Определение величины прогиба с помощью поверхностей влияния прогиба плитных или плитно-балочных конечных элементов подробнее будет изложено в п. 3.5. В таблице 3.7 представлены результаты итерационного расчета по алгоритму, предложенному выше. На рисунке 3.14 приведены три эпюры вертикального давления в зоне контакта «шпала-балласт» по оси шпалы. Первая получена по результатам конечно-элементного моделирования, вторая – по предложенной методике с уточненным значением жесткости подрельсового основания (см. таблицу 3.7) и третья – также по предложенной методике, но в предположении абсолютно жесткого основания (см. таблицы 3.5 и 3.6).

Таблица 3.7 – Результаты итерационного расчета по уточнению жесткости подрельсового основания

| № итерации | $y_p$ , мм | $y_{п}$ , мм | $E_{по}$ , МПа | $\alpha$ |
|------------|------------|--------------|----------------|----------|
| 1          | 0,58       | 0,24         | 166            | 0,73     |
| 2          | 0,47       | 0,13         | 220            | 0,67     |
| 3          | 0,52       | 0,18         | 193            | 0,7      |
| 4          | 0,51       | 0,17         | 197            | 0,69     |

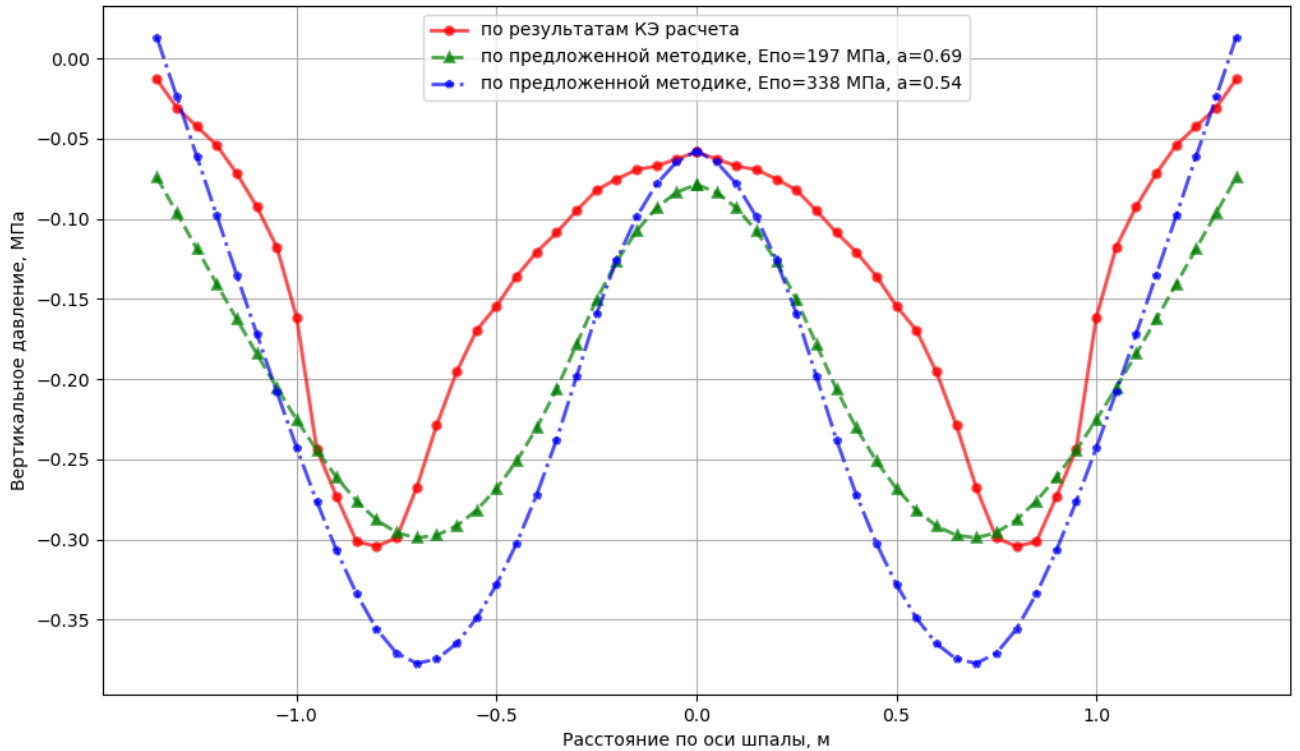


Рисунок 3.14 – Эпюры вертикального давления под нижней постелью шпалы

Как видно из эпюр, приведенных на рисунке 3.14, расчет давления в зоне контакта шпала-балласт по уточненному жесткости подрельсового основания дает хорошую сходимость с результатами конечно-элементного моделирования. Коэффициент изгиба шпалы  $\alpha$  по результатам КЭ расчета составил 0,67. В предположении абсолютно жесткого основания величина ординат эпюры вертикального давления в подрельсовой зоне на 25 % выше, чем показали результаты уточненных расчетов. Кроме того, при достаточно гибких конструкциях плиты балластного корыта расчет вертикального давления в предположении абсолютно жесткого основания может привести к необоснованным запасам прочности.

### 3.4.2 Учет неравномерного характера подбивки шпал

Как известно, железобетонные шпалы не должны опираться средней частью подошвы на балласт. А. Н. Яшновым [111] было выполнено исследование по изучению влияния неравномерного характера подбивки железобетонной шпалы на

характер распределения давления по плите. Для учета изменения жесткости подрельсового основания А. Н. Яшнов предлагал разделять железобетонную шпалу на три отдельных участка: два подрельсовых и один средний. При этом коэффициент постели в подрельсовой зоне по результатам экспериментов получался в два раза больше, чем на центральном участке. Однако учесть данный фактор при расчете вертикального давления по нижней постели шпалы можно было только при использовании конечно-элементной модели.

Функции прогибов, углов поворота и внутренних усилий для разных участков железобетонных шпал (см. формулы (3.1) – (3.6)) зависят от соответствующего каждому участку коэффициента относительной жесткости шпального основания и шпалы. Таким образом, предлагаемые формулы позволяют учесть неравномерный характер подбивки шпал.

### 3.4.3 Изменение ординат эпюры вертикального давления при выходе ее на борт балластного корыта

Поперек пролетного строения стандартное распространение эпюры давления ограничено наличием достаточно жестких продольных бортов. В своих опытах А. Н. Яшнов [111] подтвердил характер изменения распределения вертикального давления при выходе эпюры на борт внешней консоли. При этом было подтверждено, что продольные борта можно принять как абсолютно жесткое тело (деформациями борта вдоль поперечной оси пути можно пренебречь). Так как в общем случае вертикальное давление распространяется по толще балластного слоя под углом  $45^\circ$ , то при выходе эпюры давления на продольный борт она будет отражаться от него под тем же углом и продолжать распространяться в балластном слое. Пример выхода эпюры на борт внешней консоли показан на рисунке 3.15.



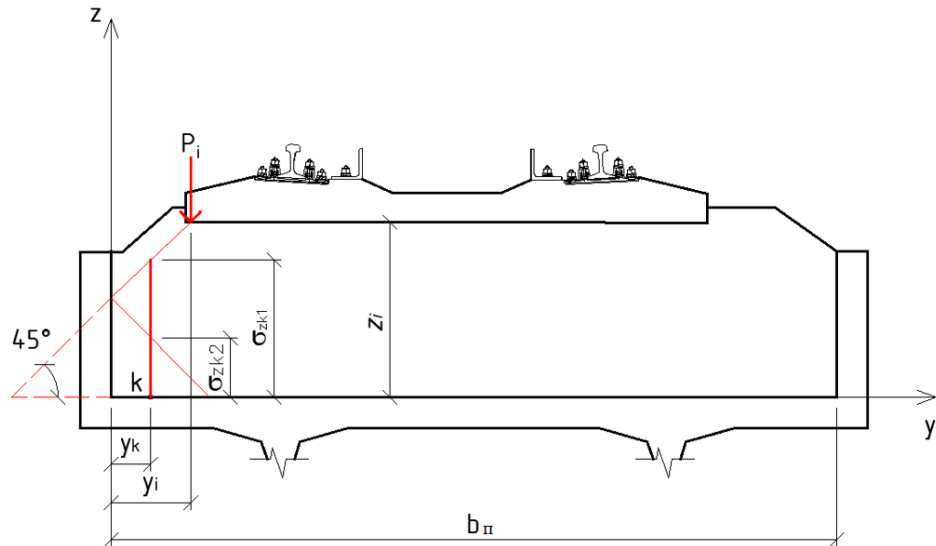


Рисунок 3.15 – Пример выхода эпюры давления на борт внешней консоли

При определении давления в точке  $k$  эпюры давления в результате отражения от продольного борта накладываются друг на друга при выполнении условия (3.20) в случае, если точка  $k$  находится около левого борта, или условия (3.21) в случае, если точка  $k$  находится около правого борта.

$$\begin{cases} y_i < z_i - z_k \\ y_k < z_i - z_k - y_i \end{cases} \quad (3.20)$$

$$\begin{cases} b_n - y_i < z_i - z_k \\ b_n - y_k < z_i - z_k - b_n + y_i \end{cases} \quad (3.21)$$

При выполнении условия (3.20) или (3.21) напряжение в точке  $k$  с координатами  $(x_k, y_k, z_k)$  от действия напряжения в  $i$ -ой площадке с координатами ее центра  $(x_i, y_i, z_i)$  необходимо вычислять по формуле:

$$\sigma_{zk} = \sigma_{zk1} + \sigma_{zk2}, \quad (3.22)$$

где  $\sigma_{zk1}$  – вертикальное давление в точке  $k$  от прямого распределения давления в  $i$ -ой площадке, вычисляемое по формуле (3.14);  $\sigma_{zk2}$  – вертикальное давление в точке  $k$  от отраженного распределения давления в  $i$ -ой площадке, вычисляемое по формуле (3.23) в случае выполнения условия (3.20) или по формуле (3.24) – в случае выполнения условия (3.21).

$$\sigma_{zk_2} = \frac{3(z_k - z_i)^3}{2\pi} \sum \frac{P_i}{\left( (z_k - z_i)^2 + (x_k - x_i)^2 + (y_k + y_i)^2 \right)^{5/2}}; \quad (3.23)$$

$$\sigma_{zk_2} = \frac{3(z_k - z_i)^3}{2\pi} \sum \frac{P_i}{\left( (z_k - z_i)^2 + (x_k - x_i)^2 + (2b_{\text{п}} - y_k + y_i)^2 \right)^{5/2}}. \quad (3.24)$$

### 3.5 Определения внутренних усилий в элементах балластного корыта

Внутренние усилия в плите балластного корыта или ее отдельных элементов (в случае ортотропной металлической плиты балластного корыта – в листе настила, продольных и поперечных ребрах) от временной нагрузки в настоящее время возможно определить, используя экспериментальные данные, полученные А. Н. Яшновым и закрепленные в «Руководстве...» [75], или с помощью конечно-элементного моделирования. Существенными недостатками первого способа являются отсутствие учета в проведенных экспериментах [10; 21–24; 111] особенности устройства верхнего строения пути в кривых участках пути, влияния гибкости конструкции балластного корыта, а также отсутствие четкой зависимости характера распределения давления по дну балластного корыта от типа рельсошпальной решетки и физико-механических свойств балласта. Для использования второго способа необходимо, кроме модели пролетного строения или его фрагмента, составленной из балочных или плитных элементов, добавить модель верхнего строения пути, балласт и шпалы которой должны быть выполнены из объемных элементов, а рельсы – из объемных или балочных. Такой подход дает хорошую сходимость с экспериментальными данными при достаточной дискретизации сетки конечных элементов. Однако основными недостатками данного метода является сложность и трудоемкость построения модели, ее дальнейшей корректировки, а также большая длительность выполнения расчета.

Все недостатки второго способа связаны с необходимостью моделирования верхнего строения пути. Для определения вертикального давления, действующего

непосредственно на верхнюю поверхность плиты балластного корыта (листа настила), модель верхнего строения пути можно заменить пространственной эпюрой давления по плите балластного корыта, полученной по формулам, приведенным в п. 3.1–3.4. Модель пролетного строения при этом выполняется из плитных и плитно-балочных элементов. Кроме того, при изменении конструкции верхнего строения пути или его отдельных параметров нет необходимости в корректировке модели. Достаточно просто пересчитать значения ординат пространственной эпюры вертикального давления, изменив исходные данные для ее построения.

Традиционно при расчете несущих элементов конструкций пролетного строения величины внутренних усилий в них находят путем загрузки поверхностей или линий влияния соответствующих усилий. Аналогичным способом возможно выполнить расчет по прочности и балластного корыта или ее отдельных элементов. Для этого, определив давление под каждой шпалой от всех осевых нагрузок, располагаемых на фрагменте балластного корыта и сведя их к силам, необходимо найти значение давления в каждой точке сетки плиты балластного корыта. Затем давление по плите балластного корыта необходимо привести к силам и умножить на соответствующую ординату поверхности влияния искомого внутреннего усилия в расчетном сечении.

Для элементов ортотропного листа настила необходимо получить величины напряжений в следующих точках (см. рисунок 2.9):

- $\sigma_{xp}$  в продольном ребре в точке  $B$ ;
- $\sigma_{yp}$  для крайней нижней фибры сечения поперечной балки в точке  $C$ ;
- $\sigma_{xp}$ ,  $\sigma_{yp}$  и  $\tau_{хур}$  в листе настила в точках  $A_1$ ,  $B_1$ ,  $D_1$ .

В разрезном сталежелезобетонном пролетном строении, не имеющем между главными несущими конструкциями дополнительного центрального прогона, в продольном направлении при расчете плиты балластного корыта следует рассмотреть два поперечных створа: приопорный и створ в середине пролета. Стандартными расчетными сечениями в каждом поперечном створе являются:

– корневое сечение консольного свеса плиты пролетного строения (сечения «К-К» на рисунке 3.16). Такие сечения контролируются на прочность по изгибающему моменту  $M$  и в общем случае на прочность по поперечной силе  $Q$ .

– сечение сплошной плиты, расположенное на среднем участке между металлическими балками (сечения 1–1 на рисунке 3.16). Такие сечения контролируются на прочность по изгибающему моменту  $M$ ;

– сечение сплошной плиты, расположенное в зоне опирания плиты на металлическую балку пролетного строения (сечения 2–2 на рисунке 3.16). Такие сечения контролируются на прочность по изгибающему моменту  $M$  и в общем случае на прочность по поперечной силе  $Q$ .

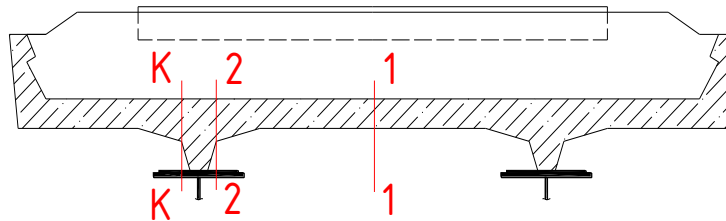


Рисунок 3.16 – Расположение расчетных сечений плиты балластного корыта сталежелезобетонного пролетного строения

В качестве временной нагрузки принимают эталонную нагрузку  $S_1$  по схеме, приведенной в п. 1.4. Коэффициент надежности к временной и постоянным нагрузкам принимают по п. 6.2.7 [76]. Величину динамического коэффициента при расчете железобетонного балластного корыта назначают по п. 5.4 [75]. Данных об экспериментальных исследованиях по определению динамического коэффициента при определении усилий от временной нагрузки для металлического ортотропного балластного корыта нет, поэтому его необходимо принимать по п. 6.22 [87]. Также для временной нагрузки необходимо учитывать величину рамного давления, определяемого по формуле (1.9). Величину бокового поперечного усилия, передающегося с рельса на шпалу  $H_{ш}$ , принимают максимальной из приведенных в таблице 1.1. Определив усилия в расчетных сечениях плиты проезжей части,

дальнейший расчет сводим к их проверке на прочность по указаниям п. 7.62–7.65 [87].

### 3.5.1 Алгоритм определения внутренних усилий в элементах плиты балластного корыта

Алгоритм расчета внутренних усилий в плите балластного корыта или ее отдельных элементов при местном воздействии нагрузки состоит из последовательности следующих действий [34]:

1. Назначение конструкции верхнего строения пути и модуля упругости балластного слоя.

2. Создание расчетной конечно-элементной модели пролетного строения или его фрагмента и получения поверхностей влияния интересующих внутренних усилий в плите балластного корыта или ее элементов.

3. Расстановка шпал по длине и ширине балластного корыта с учетом их эпюры и эксцентриситета.

4. Определение величины осевых нагрузок с учетом п. 1.2.1.

5. По анализу поверхности влияния расставить оси временной нагрузки. Экстремальное положение нагрузки также можно определить итерационным путем, передвигая ее по длине расчетной модели с некоторым шагом.

6. Определение вертикального давления под нижней постелью каждой шпалы с учетом п. 3.1 от всех осей временной нагрузки, размещающихся по длине расчетной модели или в пределах ненулевых ординат поверхности влияния интересующих внутренних усилий в плите балластного корыта или ее элементов.

7. Определение эпюры давления по плите балластного корыта с учетом п. 3.2. Для этого плиту балластного корыта представляют в виде квадратной сетки с шагом по ширине около 5 см и 5–10 см по длине и в каждой точке определяют ординату давления.

8. При необходимости уточнить эпюру давления с учетом п. 3.4.

9. Сведение эпюры давления к силам путем умножения ординаты эпюры давления на площадь участка сетки.

10. Получение значения интересующего внутреннего усилия в плите балластного корыта или ее элементов путем умножения сил на соответствующие им ординаты поверхности влияния.

3.5.2 Рекомендации по составлению расчетной схемы пролетного строения для определения внутренних усилий в элементах плиты балластного корыта

Металлоконструкции листа настила, продольных и поперечных ребер, а также стенки балок рекомендуется моделировать плитными конечными элементами. Во-первых, это необходимо для учета их пространственной работы; во-вторых, при проверках листа настила ортотропной плиты на прочность, а также стенок (полок) стрингеров и поперечных балок на устойчивость, необходимо определение касательных напряжений, возникающих в них от временных и постоянных нагрузок. Для балочных элементов корректное определение касательных напряжений возможно только при большой дискретизации сетки, что неудобно при составлении расчетной модели. Если нет необходимости в определении усилий в отдельных продольных и поперечных ребрах ортотропной плиты балластного корыта, допускается моделировать их балочными конечными элементами.

Элементы главных балок рекомендуется моделировать балочными конечными элементами. В случае задания главных балок плитными конечными элементами необходимо замоделировать вертикальные ребра жесткости для ограничения деформаций стенок.

Воздействие рассматриваемой нагрузки, действующей в пределах одного пролета ортотропной плиты (пролетом ортотропной плиты считается участок между соседними поперечными балками), распространяется не более чем на 5 пролетов. Таким образом, в продольном направлении расчетная модель должна включать помимо собственно загружаемых пролетов ортотропной плиты минимум

по два пролета в прямом и обратном направлениях, свободных от прикладываемых нагрузок. Если рассматриваемая нагрузка приложена в зоне поперечной балки, то расчетная модель должна состоять минимум из 6 пролетов.

При задании связей следует ограничивать только те направления перемещений, которые вызывают общую деформацию модели и не препятствуют местным деформациям. Рекомендуется использовать следующие типы закреплений:

1. Вертикальные перемещения. Устанавливают в каждом узле пересечения главных балок с поперечными ребрами. Запрещают общий вертикальный изгиб модели и не препятствуют всем прочим деформациям.

2. Горизонтальные перемещения поперек пролетного строения. Устанавливают в каждом узле пересечения первой главной балки (крайней левой) с поперечными ребрами. Запрещают общий горизонтальный изгиб модели.

3. Горизонтальные перемещения вдоль пролетного строения. Устанавливают на пересечении первого поперечного ребра с главными балками. Запрещают общее продольное смещение модели.

4. Углы поворота вокруг продольной оси. Устанавливают на пересечении первого поперечного ребра с главными балками. Запрещают деформации общего кручения.

5. Углы поворота вокруг поперечной оси. Устанавливают в одном из узлов, где запрещен угол поворота вокруг продольной оси, или вовсе не устанавливают.

6. Углы поворота вокруг вертикальной оси. Устанавливают в крайних опорных узлах для исключения общего горизонтального изгиба.

Пример расчетной модели ортотропного листа настила, составленной в программном комплексе *Midas Civil*, приведен на рисунке 3.17.

Для определения усилий в железобетонной плите балластного корыта сталежелезобетонного пролетного строения необходимо использовать расчетные схемы типа «балочной клетки» («балочного ростверка», «системы перекрестных балок»), в которых работа плиты моделируется стержневыми конечными элементами (поперечными балками расчетной схемы). Сечение таких балок принимают прямоугольным с толщиной, равной толщине плиты, и шириной,

равной расстоянию между узлами конечно-элементной сетки главной балки вдоль пролета. Принятая таким образом ширина сечения поперечной балки является расчетной шириной плиты и должна в дальнейшем учитываться при расчете несущей способности плиты (в инженерных расчетах такую ширину принимают равной одному погонному метру).

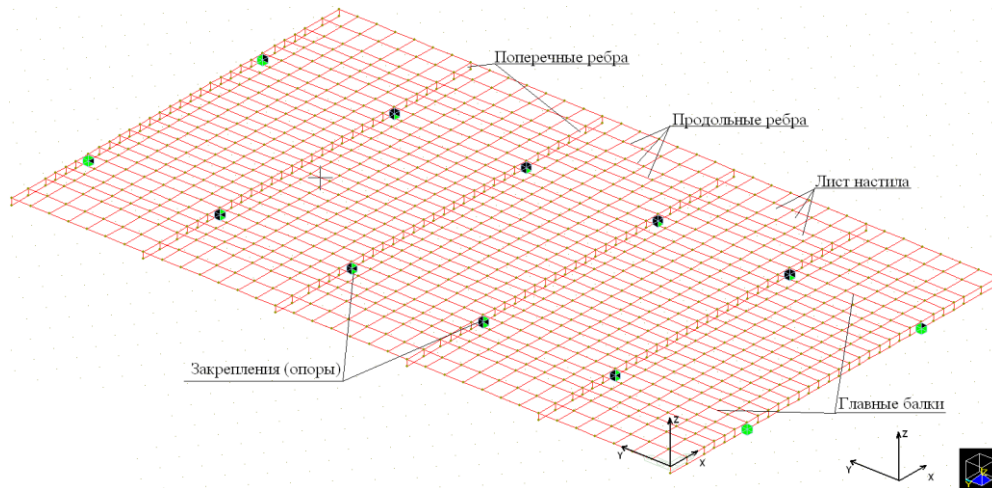


Рисунок 3.17 – Модель ортотропной плиты с прорисовкой «в осях»

Также для моделирования железобетонной плиты балластного корыта можно использовать пластинчатые (плитные) конечные элементы. Главные балки (без учета железобетонной плиты), элементы продольных и поперечных связей при этом моделируются балочными конечными элементами. При этом необходимо иметь в виду, что получаемые в плитных элементах усилия (поверхности влияния усилий) являются погонными, то есть распределенными по длине соответствующей стороны плитного конечного элемента.

Так как для обеспечения инженерной точности шаг сетки плиты балластного корыта вдоль оси пути должен составлять не менее 10 см вдоль, а шаг поперек оси пути не менее 5 см, то использование плитных конечных элементов более предпочтительно с точки зрения простоты составления расчетной модели. При этом необходимо иметь в виду, что, в отличие от металлического ортотропного балластного корыта, поверхность влияния железобетонной плиты распространяется на всю длину пролетного строения, а не только на отдельный



фрагмент. Пример расчетной модели плиты балластного корыта сталежелезобетонного пролетного строения, составленной в программном комплексе *Midas Civil*, показан на рисунке 3.18.

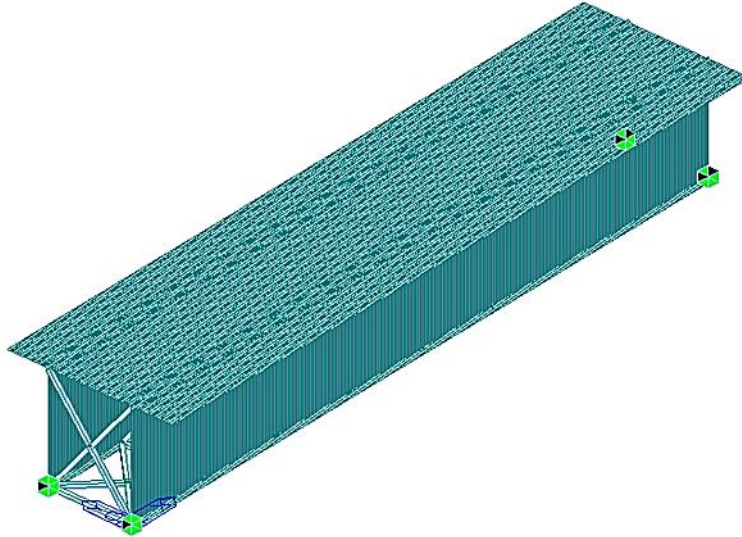


Рисунок 3.18 – Модель для расчета плиты балластного корыта сталежелезобетонного пролетного строения

### 3.6 Выводы по разделу

Результаты проведенных теоретических исследований позволили уточнить методику определения вертикального давления в любой точке поверхности плиты балластного корыта от действия временной нагрузки. Расчетные значения напряжений в зоне контакта «шпала-балласт» можно получить, решая уравнение упругого прогиба рельса и выполнив расчет изгиба шпалы как короткой балки на упругом основании с помощью метода начальных параметров. По вычисленным значениям напряжений строится пространственная эпюра вертикального давления по плите балластного корыта с помощью решения задачи Буссинеска при действии сосредоточенной силы. Разработан алгоритм построения пространственной эпюры вертикального давления. Выполнено теоретическое исследование влияние на эпюру прогиба плиты балластного корыта, а также возможность выхода эпюры давления на продольный борт. Предложенная методика позволяет учитывать данные факторы, а также неравномерный характер подбивки шпал.

Результаты расчетов давления по уточненной методике показали хорошую сходимость с экспериментальными данными других авторов. Выполненный расчет методом конечных элементов в программном комплексе *Midas FEA* также подтвердил, что предложенная методика имеет возможность учета различных параметров рельсошпальной решетки, толщин балластного слоя, конструкций балластного корыта, что до выполнения настоящих исследований было возможно только с использованием метода конечных элементов или эмпирических данных.

Определение внутренних усилий в элементах балластного корыта при местном действии нагрузок возможно путем перемножения поверхности влияния искомого внутреннего усилия на пространственную эпюру вертикального давления. Для корректного построения поверхностей влияния усилий в элементах плиты балластного корыта даны рекомендации по составлению конечно-элементных моделей.

Из-за сложной конфигурации поверхностей влияния напряжений в элементах ортотропного балластного корыта невозможно использовать равномерное распределение напряжений под шпалой, как это принято в методике [76], или использование эмпирических коэффициентов аналогично плите балластного корыта железобетонного пролетного строения [75]. Формулы и алгоритмы, предложенные в данном разделе, позволяют при минимальной трудоемкости получить более точные значения внутренних усилий при проектировании или определении грузоподъемности элементов пролетных строений, работающих в том числе на местное действие нагрузки.

## **4 ВАЛИДАЦИЯ МЕТОДИКИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ МЕТАЛЛИЧЕСКОГО ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ И РЕЗУЛЬТАТОВ НАТУРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ**

### **4.1 Общие сведения по обследованию и испытанию пролетных строений**

В 2020 г. сотрудниками НИЛ «Мосты» (СибНИИ мостов) СГУПС при непосредственном участии автора были проведены работы по обследованию и испытанию металлических пролетных строений с железобетонными и металлическими ортотропными плитами балластного корыта. Одной из целей проведения испытаний было установление сходимости между фактическими и расчетными параметрами напряженно-деформированного состояния элементов пролетных строений, полученных соответственно по результатам испытаний и по формулам и алгоритмам, предложенным в разделах 2 и 3. В состав работ входило изучение имеющейся технической документации по сооружениям и результатов предыдущих обследований, инструментальная съемка плана и профиля рельсового пути и профиля металлических балок пролетных строений по нижним поясам, освидетельствование состояния конструкций пролетных строений и мостового полотна, измерение относительных деформаций в контролируемых сечениях под проходящей нагрузкой [37].

#### **4.1.1 Краткие сведения о сооружениях**

С мая по июль 2020 г. было освидетельствовано техническое состояние и проведено испытание 16 сталежелезобетонных пролетных строений и 25 металлических пролетных строений с ортотропной плитой балластного корыта мостов, расположенных на участке Ангаракан – Казанкан Восточно-Сибирской железной дороги. Все пролетные строения имели расчетную длину 33,6 м.

Преимущественно были выбраны мосты и путепроводы, расположенные в кривых участках пути. Перечень сооружений указан в таблице 4.1.

Таблица 4.1 – Перечень обследованных мостов на участке Ангаракан – Казанкан Восточно-Сибирской железной дороги

| № п/п | КМ, ПК, м  | Тип моста                | Расчетная схема                     | Год постройки | Радиус кривой, м |
|-------|------------|--------------------------|-------------------------------------|---------------|------------------|
| 1     | 5, 6, 88   | Ж.д. путепровод          | 1x22.90+2x33.60+<br>2x22.90         | 1986          | 350              |
| 2     | 9, 4, 50   | Металлический мост       | 3x33.60                             | 1988          | 300              |
| 3     | 10, 1, 96  | Ж.д. путепровод          | 3x33.60                             | 1988          | 300              |
| 4     | 13, 1, 74  | Сталежелезобетонный мост | 5x33.60                             | 1989          | 300              |
| 5     | 16, 5, 43  | Металлический мост       | 10x33.60                            | 1989          | 300              |
| 6     | 24, 3, 48  | Смешанный мост           | 3x33.6+5x15.8+<br>2x33.6+3x15.8     | 1989          | 290              |
| 7     | 28, 6, 36  | Ж.д. путепровод          | 2x22.90+2x33.60+<br>1x22.90+1x15.80 | 1989          | 300              |
| 8     | 56, 7, 37  | Ж.д. путепровод          | 1x15.80+4x33.60+<br>3x15.80         | 1988          | 290              |
| 9     | 57, 10, 20 | Металлический мост       | 2x33.6+32.6+33.6                    | 1989          | -                |
| 10    | 58, 6, 26  | Смешанный мост           | 5x15.80+3x33.60                     | 1987          | 300              |

Из 16 обследованных пролетных строений с железобетонным балластным корытом 10 были выполнены по типовому проекту серии 3.501–49, инв. № 739 и 6 – по индивидуальному проекту ООО «Сибгипротранс» (Новосибирск). Из 25 металлических пролетных строений с ортотропной плитой балластного корыта 11 были выполнены по типовому проекту 510 РЧ и 14 – по типовому проекту серии 3.501.2–143, инв. № 1298.

#### 4.1.2 Проведение работ по обследованию

Специально разработанная программа обследования включала в себя следующее:

1) нивелирную съемку продольного профиля ниток рельсов, тахеометрическую съемку в целях уточнения фактического высотного положения

низа конструкций пролетных строений;

2) установку и определение эксцентриситета пути в начале, середине и конце пролетного строения;

3) измерение толщин балласта;

4) измерение геометрических размеров и профиля главных балок (высота стенки металлических балок, размеры горизонтальных листов, положение мест изменения размеров горизонтальных листов, величины консолей плит и т. д.), установление соответствия элементов пролетного строения типовому проекту;

5) описание состояния рельсов (расположение стыков от концов пролетного строения, по наугольнику или нет, зазоры в стыках, выколы головок, провисы – количество шпал подряд, количество костылей и т. д.);

6) описание состояния шпал (тип, количество дефектных на пролетном строении – растрескавшихся, гнилых и т. д.);

7) описание состояния балластной призмы (тип балласта, загрязненность балласта, наличие выплесков, наличие и величина плеч балластной призмы, крутизны откоса балластной призмы, выходы на тротуары и т. д.);

8) выявление неисправностей металлических балок.

Для сталежелезобетонных пролетных строений дополнительно были проведены следующие работы:

1) измерение фактической прочности бетона плит балластного корыта и швов омоноличивания;

2) определение величин наращенных бортиков плиты балластного корыта;

3) выявление неисправностей железобетонной плиты;

4) установление характера повреждений бетона омоноличивания поперечных швов (поперечные трещины по контакту бетона омоноличивания швов и бетона плит с указанием величины раскрытия, вывалы бетона с указанием площади и глубины повреждения и т. д.), свидетельствующих о возможном снижении степени включения плиты в работу.

### 4.1.3 Методика проведения испытаний

Известно несколько способов определения напряженно-деформированного состояния элементов конструкций, которым соответствуют различные измерительные приборы или системы. Метод тензометрии – один из широко применяемых в настоящее время. При испытаниях искусственных сооружений наибольшее распространение получили механические (деформометры на базе часовых или электронных индикаторов), электрические (струнные или резистивные тензометры) или оптоволоконные приборы.

Необходимость фиксации изменения напряженного состояния элементов балластного корыта под движущейся нагрузкой с разными скоростями на возможно меньшей базе предопределили выбор оборудования в пользу тензодатчиков, широко используемых специалистами НИЛ «Мосты» СГУПС при испытаниях искусственных сооружений:

- размер базы, равный 6 см, позволяет определять локальное изменение напряженно-деформированного состояния;
- более высокая чувствительность дает возможность фиксировать меньшие в сравнении с деформометрами величины деформаций, что актуально для выделения местных деформаций из общих;
- частота опроса датчиков до 10 мс и запись данных в измерительный блок позволяют получать изменение напряженно-деформированного состояния в контролируемом месте под воздействием движущейся нагрузки.

Измерение относительных деформаций в контролируемых сечениях выполняли с использованием оборудования, входящего в состав многофункционального комплекса «Тензор МС» [85] (Свидетельство Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии об утверждении типа средств измерения RU.C.34. 007.A № 32603/1, срок действия до 12 октября 2023 г.). Измерительное оборудование показано на рисунке 4.1.



Рисунок 4.1 – Измерительное оборудование системы «Тензор МС»

По измеренным деформациям по закону Гука определяют напряжения по формуле:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon, \quad (4.1)$$

где  $E$  – модуль упругости;  $\varepsilon$  – измеренная относительная деформация.

Основным показателем работы конструкции при испытаниях является конструктивный коэффициент  $K$ , равный:

$$K = S_e / S_{cal}, \quad (4.2)$$

где  $S_e$  – фактор, измеренный под воздействием испытательной нагрузки,  $S_{cal}$  – тот же фактор, полученный от испытательной нагрузки расчетным путем.

Относительные деформации в контрольных сечениях всех пролетных строений фиксировали от действия обращающейся нагрузки, в качестве которой выступал рабочий поезд с локомотивом ЭП1 с осевой нагрузкой 220 кН/ось. Схема локомотива показана на рисунке 4.2, схема рабочего поезда – на рисунке 4.3.

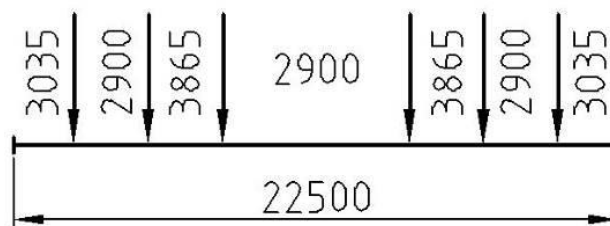


Рисунок 4.2 – Схема локомотива ЭП1 (осевая нагрузка 220 кН/ось)

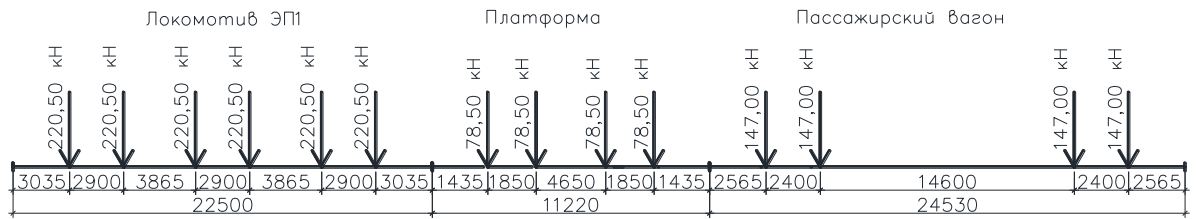


Рисунок 4.3 – Схема рабочего поезда

## 4.2 Испытания металлического пролетного строения с ортотропным металлическим балластным корытом

В качестве примера приведены результаты испытания пролетного строения № 3 металлического моста на км 16 пк 5+43 м линии Ангаракан – Казанкан, выполненного по типовому проекту серия 3.501.2-143, инв. № 1298 расчетной длиной 33,6 м. Общий вид пролетного строения, его конструкция изнутри, а также вид на мостовое полотно приведены на рисунках 4.4–4.6. Поперечное сечение пролетного строения в середине пролета показано на рисунке 4.7.



Рисунок 4.4 – Вид пролетного строения





Рисунок 4.5 – Вид пролетного строения внутри коробки



Рисунок 4.6 – Вид на мостовое полотно

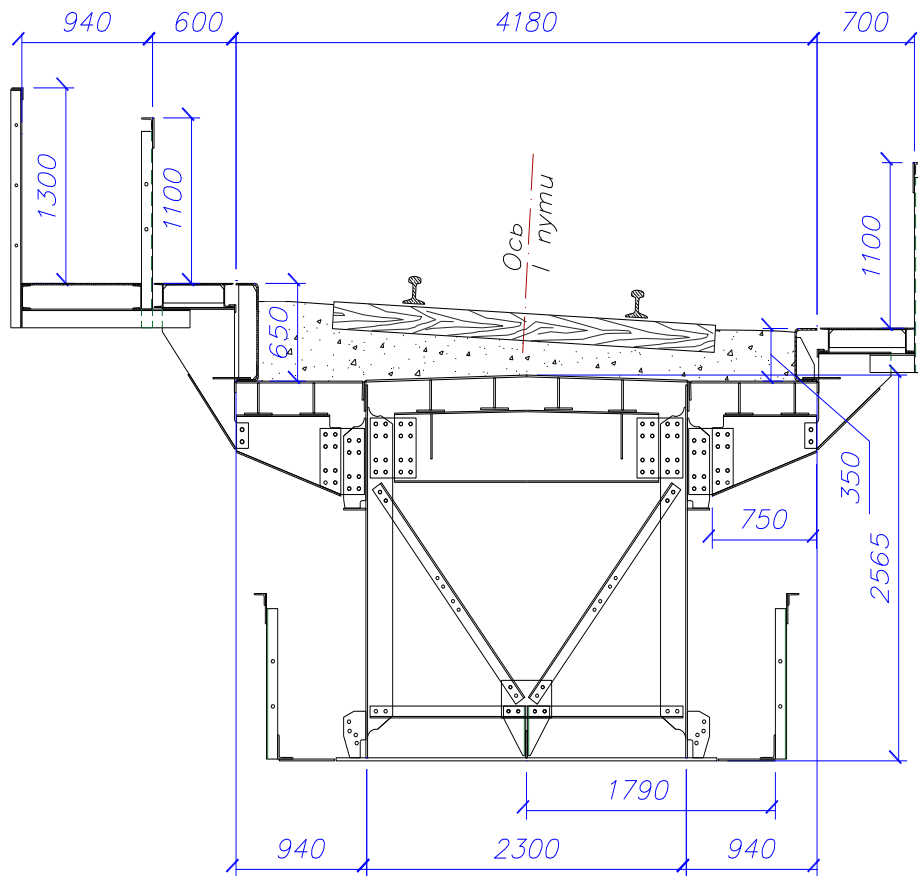


Рисунок 4.7 – Поперечное сечение пролетного строения в середине пролета

Фактические параметры мостового полотна на испытанном пролетном строении приведены в таблице 4.2. Датчики деформаций устанавливали согласно схеме, показанной на рисунке 4.8.

Таблица 4.2 – Параметры мостового полотна испытанного пролетного строения

| Сечение по длине пролета | Эксцентриситет пути, см |        | Толщина балласта, см |        | Колея, мм |
|--------------------------|-------------------------|--------|----------------------|--------|-----------|
|                          | факт                    | проект | слева                | справа |           |
| Начало                   | 33,5                    | 39,7   | 28                   | 18     | 1541      |
| Середина                 | -15,0                   | -9,0   |                      |        | 1531      |
| Конец                    | 30,5                    | 39,7   |                      |        | 1542      |

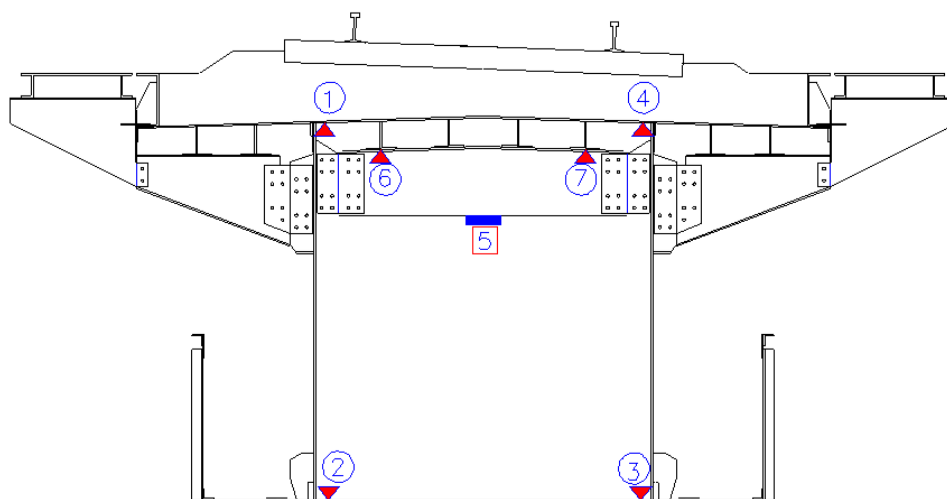


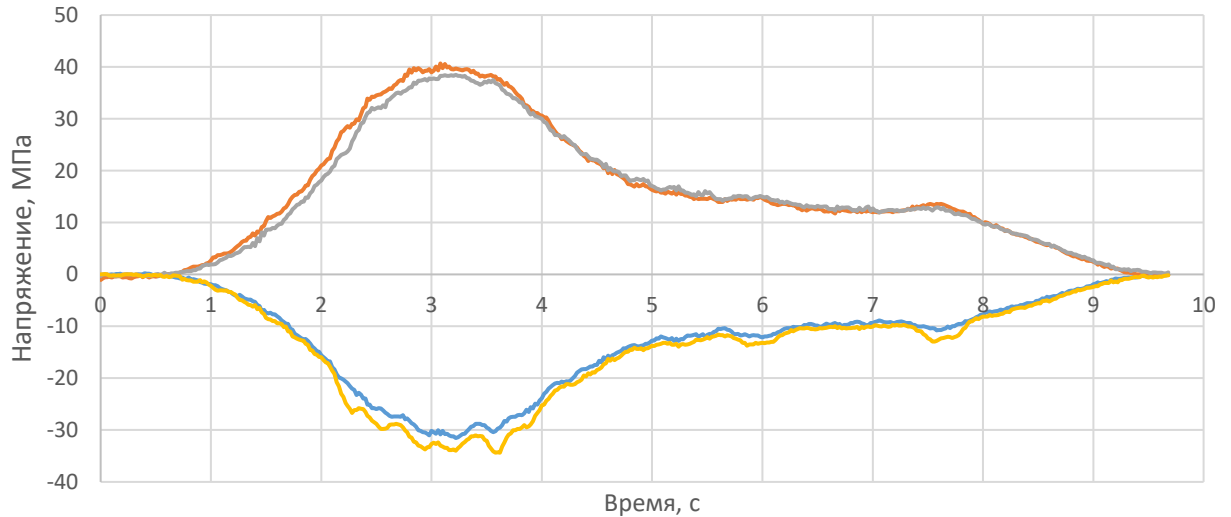
Рисунок 4.8 – Схема расположения датчиков в среднем сечении пролетного строения

#### 4.2.1 Определение усилий в контролируемых точках от общих деформаций пролетного строения

По рекомендациям, изложенным в п. 2.2, были рассчитаны средневзвешенные геометрические характеристики всех сечений пролетного строения, а также контролируемого сечения в середине пролета. Геометрические характеристики контролируемого сечения представлены в таблице 2.6, эпюра его секториальных площадей – на рисунке 2.8.

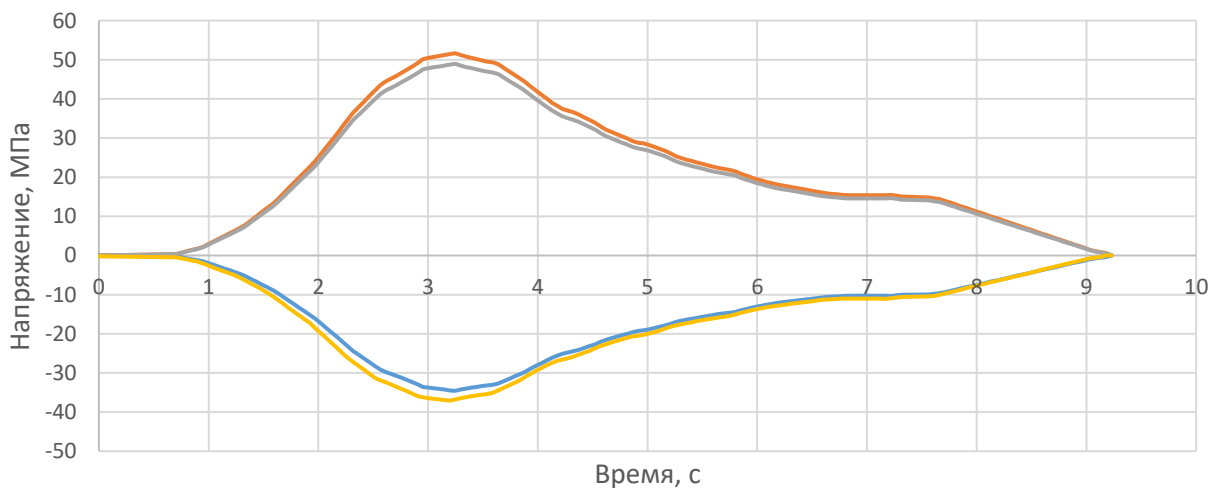
Для валидации расчетной модели, работающей на общее действие нагрузок, с фактической работой пролетного строения, в качестве контролируемого параметра было выбрано значение нормального напряжения в нижней фибре листа настила и верхней фибре нижнего листа в зоне их примыкания к стенкам балки (в зоне установки датчиков №№ 1–4 на рисунке 4.8). Выбранные сечения обусловлены тем, что они не воспринимают местные деформации плиты балластного корыта. Рассчитанные величины внутренних усилий в контролируемых точках сечения были получены путем перемещения схемы нагрузки, показанной на рисунке 4.3, вдоль пролетного строения с шагом 0,1 м. Установив скорость движения нагрузки по результатам тензометрии (около 10 м/с), величины смещения осей нагрузки были приведены к времени прохода поезда.

Графики фактических и расчетных значений нормальных напряжений в контрольных точках от проходящей нагрузки приведены на рисунках 4.9 и 4.10 соответственно.



- показания тензодатчика в точке № 1 (см. рисунок 4.8)
- показания тензодатчика в точке № 2 (см. рисунок 4.8)
- показания тензодатчика в точке № 3 (см. рисунок 4.8)
- показания тензодатчика в точке № 4 (см. рисунок 4.8)

Рисунок 4.9 – График изменения напряжений в середине пролета по результатам тензометрии



- расчетные значения напряжений в точке № 1 (см. рисунок 4.8)
- расчетные значения напряжений в точке № 2 (см. рисунок 4.8)
- расчетные значения напряжений в точке № 3 (см. рисунок 4.8)
- расчетные значения напряжений в точке № 4 (см. рисунок 4.8)

Рисунок 4.10 – График изменения расчетных напряжений в середине пролета

Сравнение фактических и расчетных значений напряжений показало, что средний конструктивный коэффициент для точек 1 и 4 (см. рисунок 4.8) составляет 0,92, а для точек 2 и 3 – 0,80. По результатам испытаний было установлено, что фактический центр масс контролируемого поперечного сечения пролетного строения находится на расстоянии 1,45 м от оси нижнего пояса (при расчетном – 1,46 м). Низкое значение конструктивного коэффициента связано с включением в совместную работу с главными балками верхнего строения пути. Кроме того, конструктивное исполнение данного типового проекта предусматривает устройство смотровых ходов с внешней стороны коробки в уровне нижнего пояса из листов 400x12 мм, которые крепятся к нижнему поясу с помощью болто-фрикционных соединений. Таким образом, за счет включения в работу на изгиб дополнительных элементов фактическая изгибная жесткость поперечного сечения выше расчетной, а положение центра масс остается на том же уровне.

Для конструктивного исполнения испытанного пролетного строения в виде одной коробки дополнительные напряжения, вызванные стесненным кручением и центробежной силой, не должны превышать 10 % от напряжений, вызванных только изгибом относительно горизонтальной оси. Однако с учетом того факта, что на суммарную величину нормальных напряжений помимо конструктивного исполнения также влияют параметры мостового полотна и скорость движения нагрузки, однозначно определить критерий необходимости влияния усилий, вызванных центробежной силой и стесненным кручением, не представляется возможным.

#### 4.2.2 Определение усилий в контролируемых точках от местных деформаций плиты балластного корыта

По рекомендациям, изложенным в п. 3.5, была составлена модель фрагмента пролетного строения, в которой поперечные связи были заданы балочными конечными элементами, а остальные элементы – плитными тонкими. Фрагмент пролетного строения включал в себя 5 пролетов плиты балластного корыта (пролет

плиты балластного корыта равен расстоянию между осями соседних поперечных балок). Моделирование и расчет осуществляли в программном комплексе *Midas Civil*. Пример расчетной модели фрагмента пролетного строения показан на рисунке 4.11.

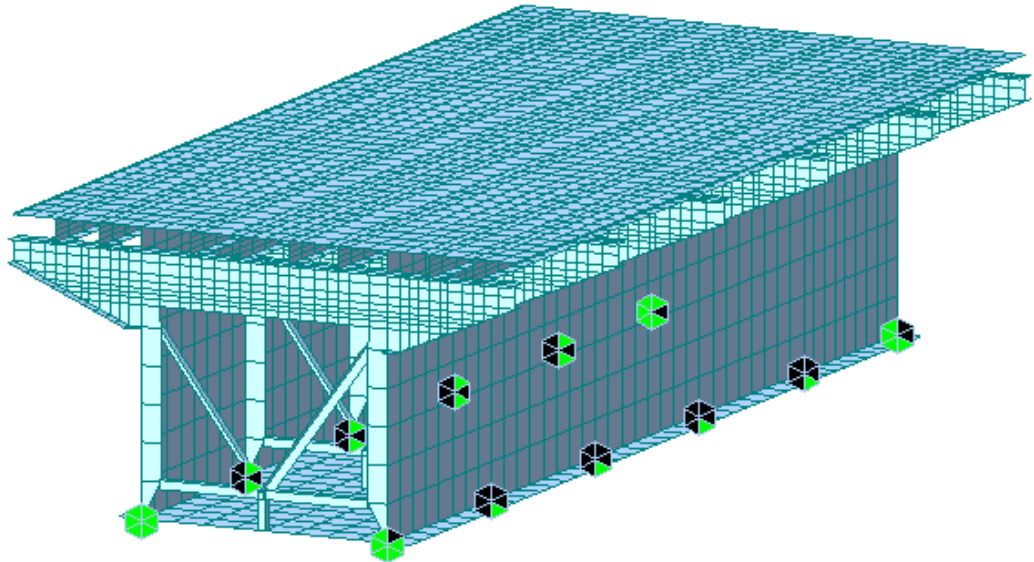


Рисунок 4.11 – Расчетная модель фрагмента пролетного строения, выполненного по типовому проекту серии 3.501.2–143, инв. № 1298

Для валидации расчетной модели, работающей на местное действие нагрузок, с фактической работой пролетного строения в качестве контролируемого параметра было выбрано значение нормального напряжения в нижней фибре полки поперечной балки в середине пролета, в середине пролета плиты балластного корыта (в зоне установки датчика № 5, см. рисунок 4.8). Выбранное сечение обусловлено тем, что поперечная балка не воспринимает общие деформации пролетного строения, а работает только на местное действие нагрузок.

Расчетные значения по предложенной методике определения внутренних усилий получали путем перемещения нагрузки по поверхности влияния напряжений в контролируемой точке с шагом 0,5 м. На каждом шаге определяли пространственную эпюру вертикального давления по плите балластного корыта и перемножали ее с соответствующими ординатами поверхности влияния по алгоритму, предложенному в п. 3.5. Установив скорость движения нагрузки по

результатам тензометрии (около 10 м/с), величины смещения осей нагрузки были приведены к времени прохода поезда. Поверхность влияния нормальных напряжений (действующих поперек оси движения) в нижней фибре полки среднего сечения поперечной балки показана на рисунке 4.12.

Пример пространственной эпюры вертикального давления по плите балластного корыта в экстремальном положении испытательной нагрузки показан на рисунке 4.13. График фактических и расчетных значений напряжений в контрольной точке от проходящей нагрузки приведен на рисунке 4.14.

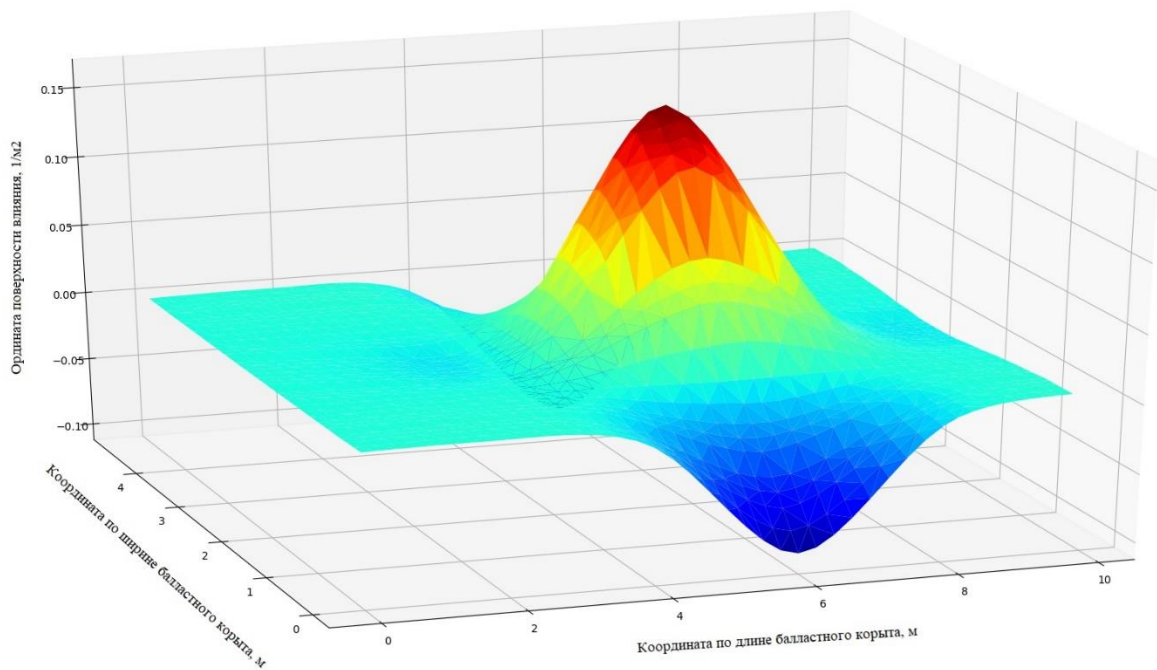


Рисунок 4.12 – Поверхность влияния нормальных напряжений (действующих поперек оси движения) в нижней фибре полки поперечной балки в середине пролета, в середине пролета плиты балластного корыта

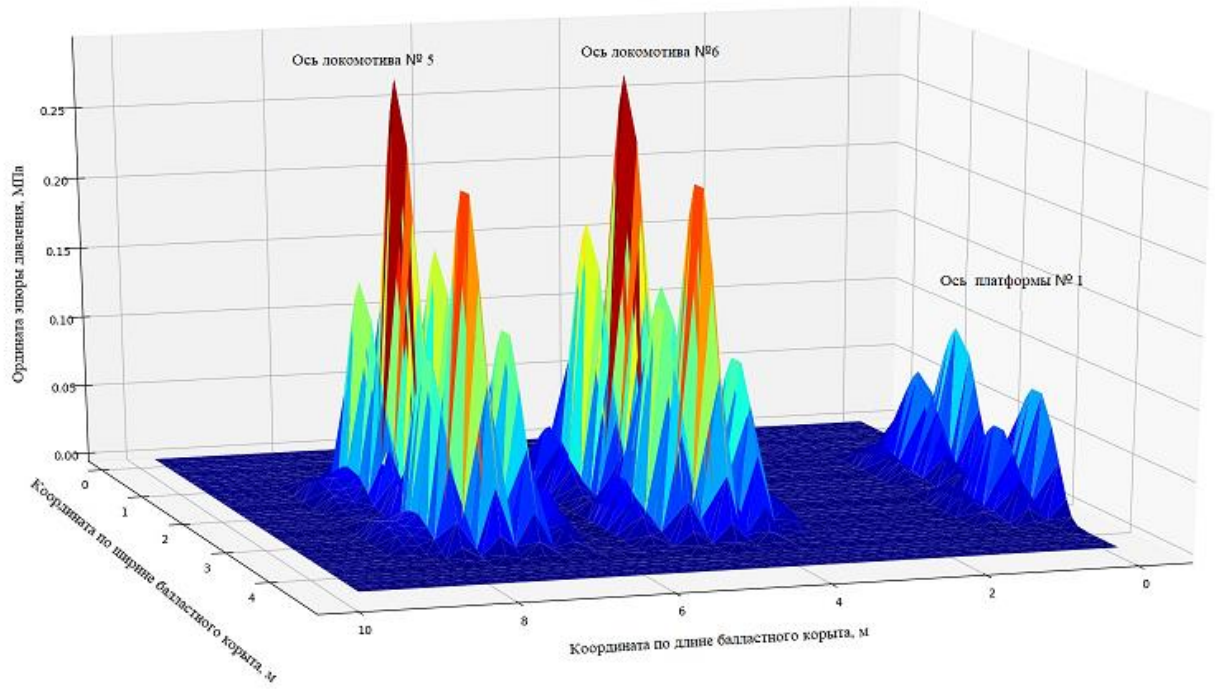
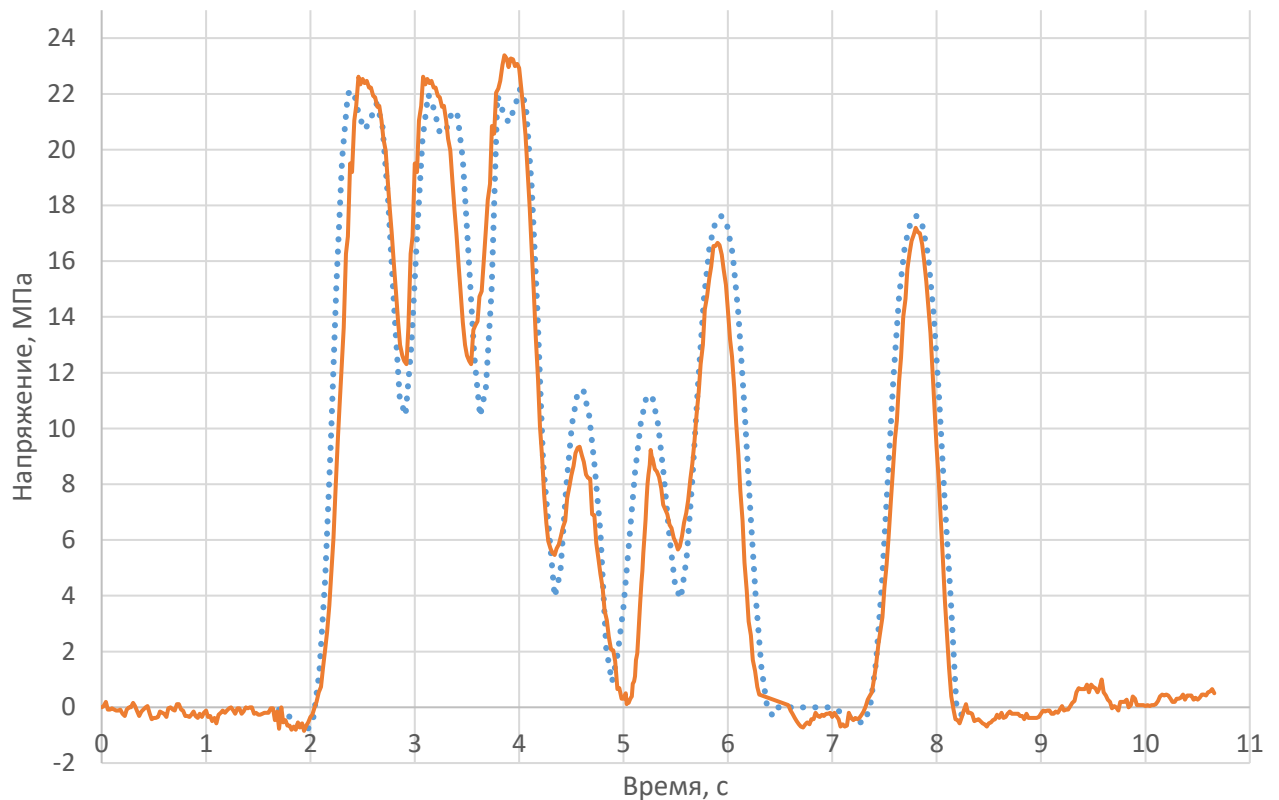


Рисунок 4.13 – Пространственная эпюра вертикального давления по плите балластного корыта в экстремальном положении испытательной нагрузки



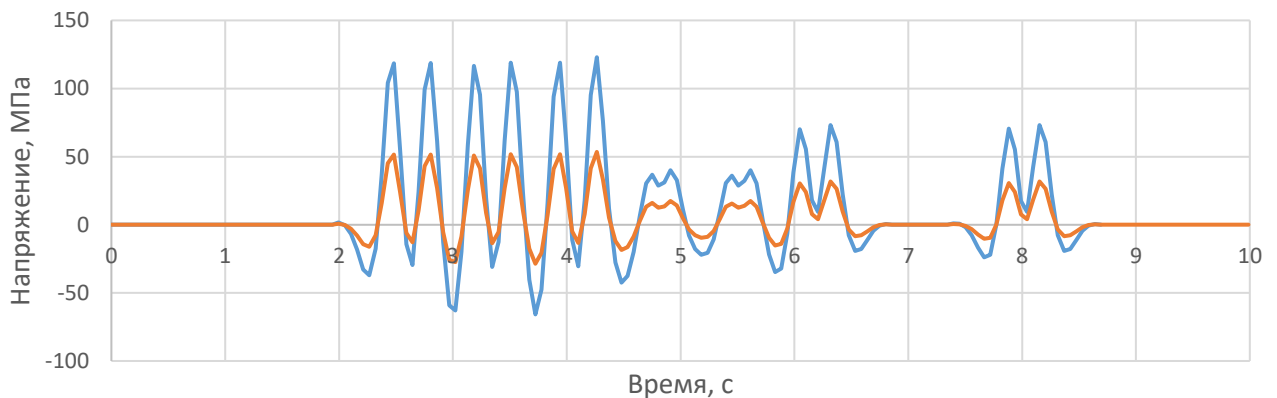
- показания датчика деформаций в точке № 5 (см. рисунок 4.8)
- расчетные значения напряжений в точке № 5 (см. рисунок 4.8)

Рисунок 4.14 – График изменения напряжений в нижней фибре поперечной балки в середине пролета, середине пролета плиты балластного корыта



Как видно из графиков изменений напряжений в контрольной точке, изображенных на рисунке 4.14, расчетные и фактические значения имеют удовлетворительную сходимость. Конструктивный коэффициент находится в пределах 0,85–1,05.

Аналогичным образом были получены расчетные значения нормальных напряжений в других точках контрольного сечения (в местах установки датчиков № 6 и № 7). Внутренние усилия в данных точках возникают как от общих перемещений пролетного строения, так и от местных деформаций листа настила и подкрепляющих его элементов. На рисунке 4.15 приведен график изменения расчетных напряжений в точках установки датчиков № 6 и № 7 только от местного действия нагрузки.



- расчетные значения напряжений в точке № 6 (см. рисунок 4.8)
- расчетные значения напряжений в точке № 7 (см. рисунок 4.8)

Рисунок 4.15 – График изменения расчетных напряжений от местного действия нагрузок в середине пролета, середине пролета плиты балластного корыта

Итоговые внутренние усилия в точках № 6 и № 7 были получены путем суммирования нормальных напряжений от местных деформаций плиты балластного корыта с напряжениями от общих деформаций пролетного строения. Сложение двух усилий производили с учетом того, что напряжения, вызванные местными деформациями ортотропного листа, имели конструктивный коэффициент близкий к 1,0, а напряжения, вызванные общими деформациями пролетного строения, – от 0,8 до 0,92. Графики фактических и расчетных значений

напряжений в точках № 6 и № 7 от проходящей нагрузки приведены на рисунках 4.16 и 4.17 соответственно.

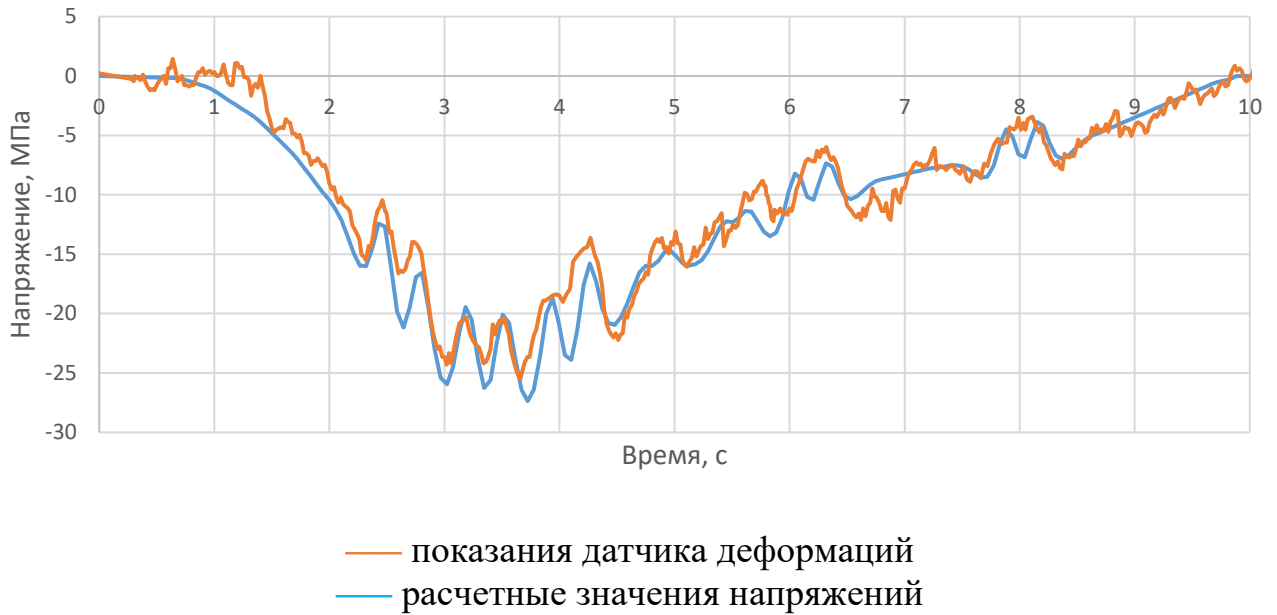


Рисунок 4.16 – График изменения напряжений в точке № 6 (см. рисунок 4.8) в середине пролета, середине пролета плиты балластного корыта

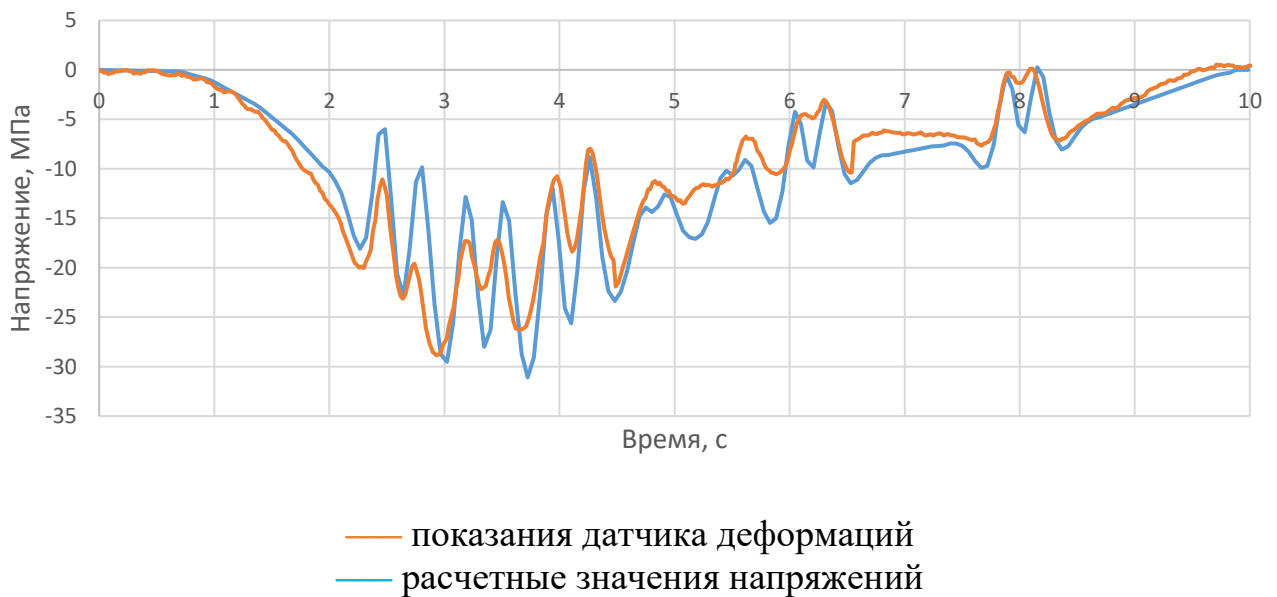


Рисунок 4.17 – График изменения напряжений в точке № 7 (см. рисунок 4.8) в середине пролета, середине пролета плиты балластного корыта

Как видно из графиков изменений напряжений в контрольных точках № 6 и № 7, изображенных на рисунках 4.16 и 4.17, расчетные и фактические значения имеют удовлетворительную сходимость. Конструктивный коэффициент находится

в пределах 0,55–1,5. Далекое от единицы значение конструктивного коэффициента может быть обусловлено недостаточной частотой опроса тензодатчиков.

### 4.3 Испытание сталежелезобетонного пролетного строения

В качестве примера приведены результаты испытания сталежелезобетонного пролетного строения № 3 восьмипролетного смешанного путепровода на км 56 пк 7+37 м линии Ангаракан – Казанкан расчетной длиной 33,6 м, выполненного по индивидуальному проекту ООО «Сибгипротранс» (Новосибирск). За основу был взят типовой проект сварных пролетных строений с ездой поверху серии 3.501–75 (инв. № 821). У данного проекта изменены размеры верхнего и нижнего поясов металлических балок, а на верхние пояса балок установлены железобетонные плиты балластного корыта, по типовому проекту серии 3.501–49 инв. № 739/4 (Гипротрансмост, 1969 г.), включенные в совместную работу с главными балками при помощи упоров, расположенных на верхних гранях верхних поясов балок. Общий вид пролетного строения, его конструкция изнутри между главными балками, а также вид на мостовое полотно приведены на рисунках 4.18 – 4.20. Поперечное сечение пролетного строения в середине пролета показано на рисунке 4.21.



Рисунок 4.18 – Вид пролетного строения



Рисунок 4.19 – Вид пролетного строения между главными балками



Рисунок 4.20 – Вид на мостовое полотно

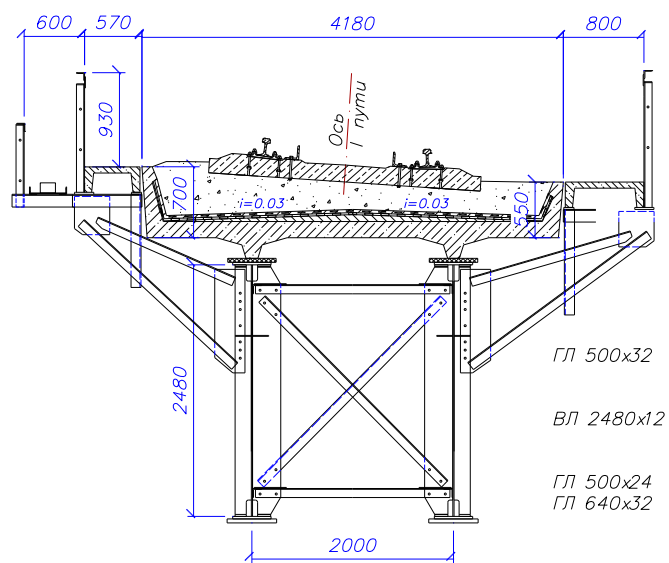
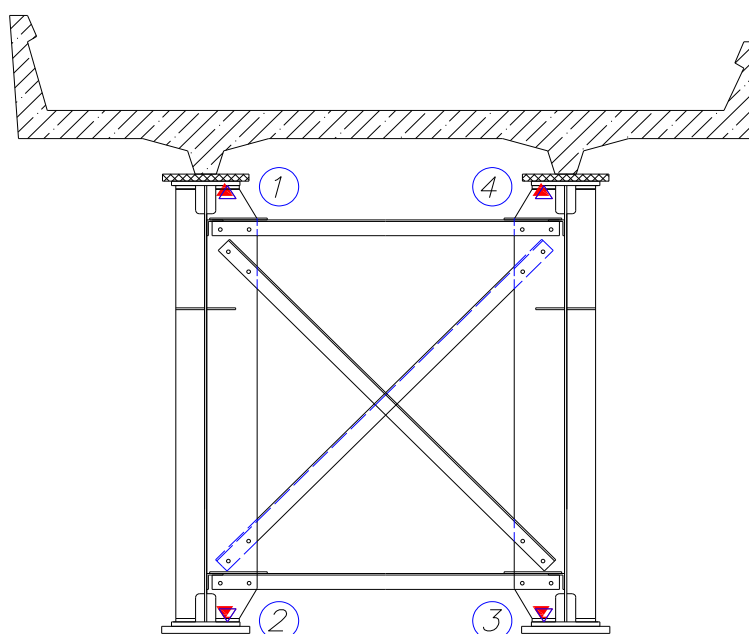


Рисунок 4.21 – Поперечное сечение пролетного строения в середине пролета

Фактические параметры мостового полотна на испытанном пролетном строении приведены в таблице 4.3. Датчики деформаций устанавливали согласно схеме, показанной на рисунке 4.23.

Таблица 4.3 – Параметры мостового полотна испытанного пролетного строения

| Сечение по длине пролета | Эксцентриситет пути, см |        | Толщина балласта, см |        | Колея, мм |
|--------------------------|-------------------------|--------|----------------------|--------|-----------|
|                          | факт                    | проект | слева                | справа |           |
| Начало                   | 26,5                    | 33,5   | 43                   | 34     | 1532      |
| Середина                 | -14,5                   | -9,0   |                      |        | 1530      |
| Конец                    | 32,5                    | 33,5   |                      |        | 1530      |



○ – датчик, расположенный в середине пролетного строения

Рисунок 4.22 – Схема расположения датчиков в среднем сечении пролетного строения

По рекомендациям, изложенным в разделе 2, были рассчитаны средневзвешенные геометрические характеристики всех сечений пролетного строения, а также контролируемого сечения в середине пролета. Геометрические характеристики контролируемого сечения представлены в таблице 4.4, эпюра его секториальных площадей – на рисунке 4.23. За начало координат принята точка, расположенная посередине оси нижнего листа.

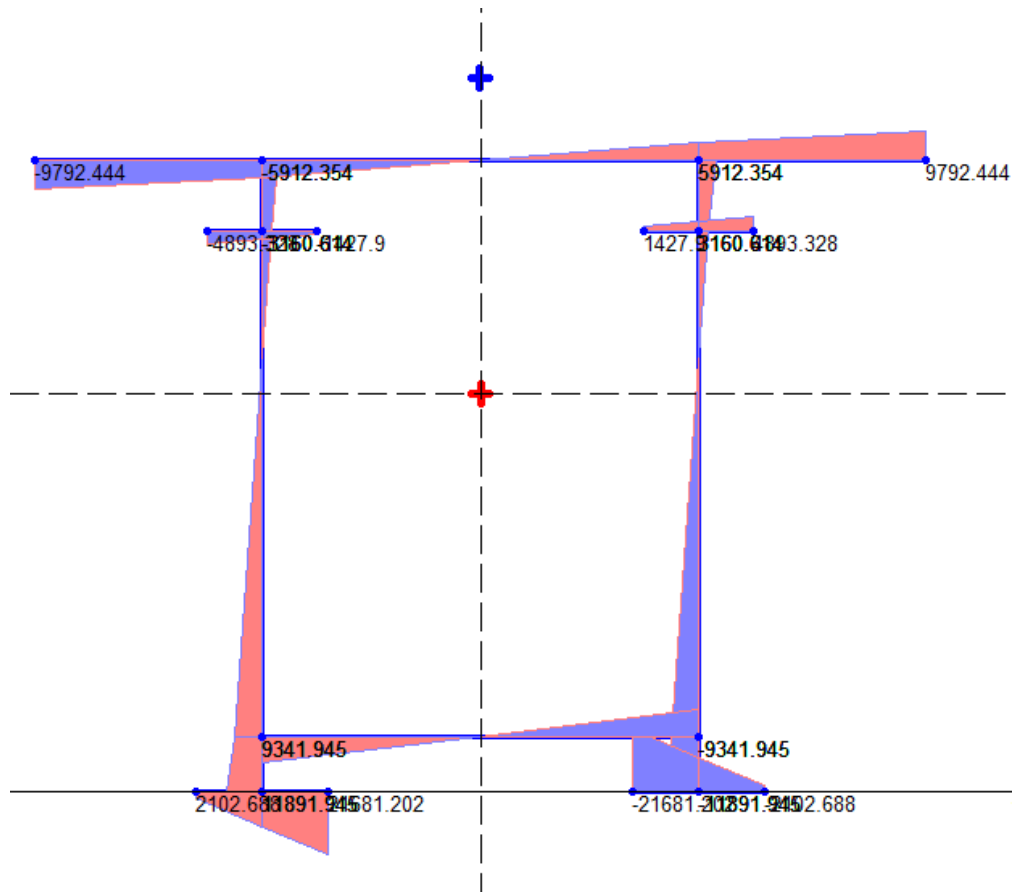


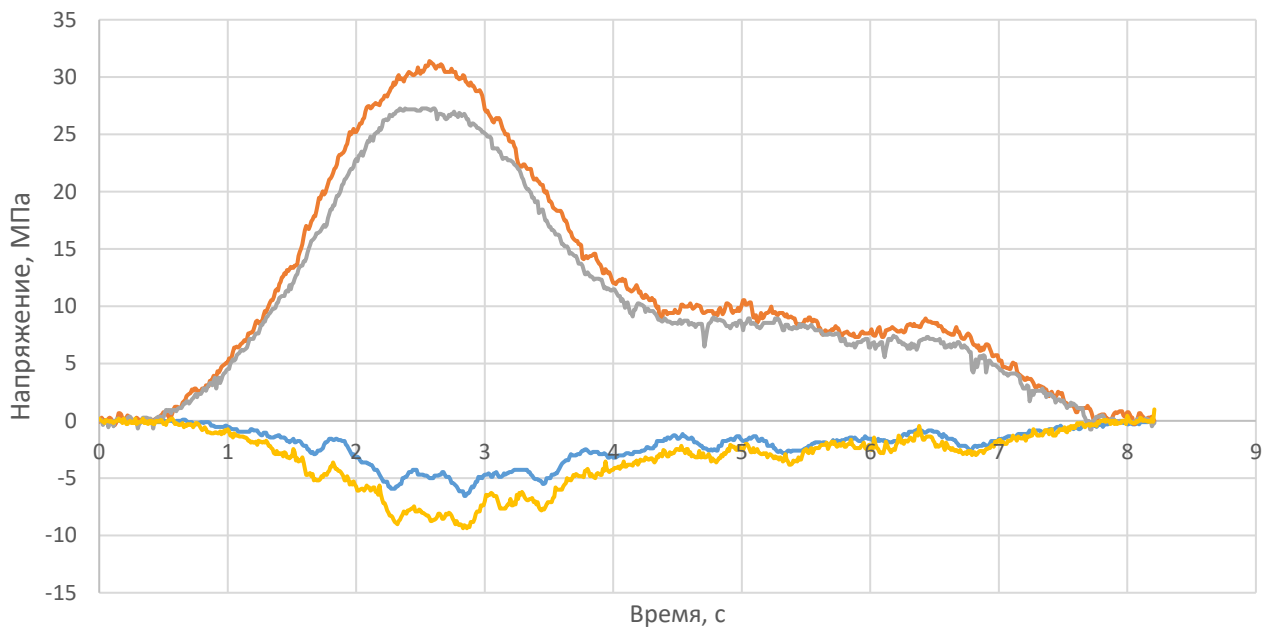
Рисунок 4.23 – Эпюры секториальных площадей расчетного сечения пролетного строения

Таблица 4.4 – Результаты расчета геометрических характеристик сечения

| Параметр   | Значение                        |
|------------|---------------------------------|
| $y_C$      | 0 см                            |
| $z_C$      | 182,0 см                        |
| $y_A$      | 0 см                            |
| $z_A$      | 326,3 см                        |
| $I_{yC}$   | 43 438 231 см <sup>4</sup>      |
| $I_{zC}$   | 33 167 233 см <sup>4</sup>      |
| $I_x$      | 5 828 779 см <sup>4</sup>       |
| $I_\omega$ | 182 578 831 333 см <sup>6</sup> |

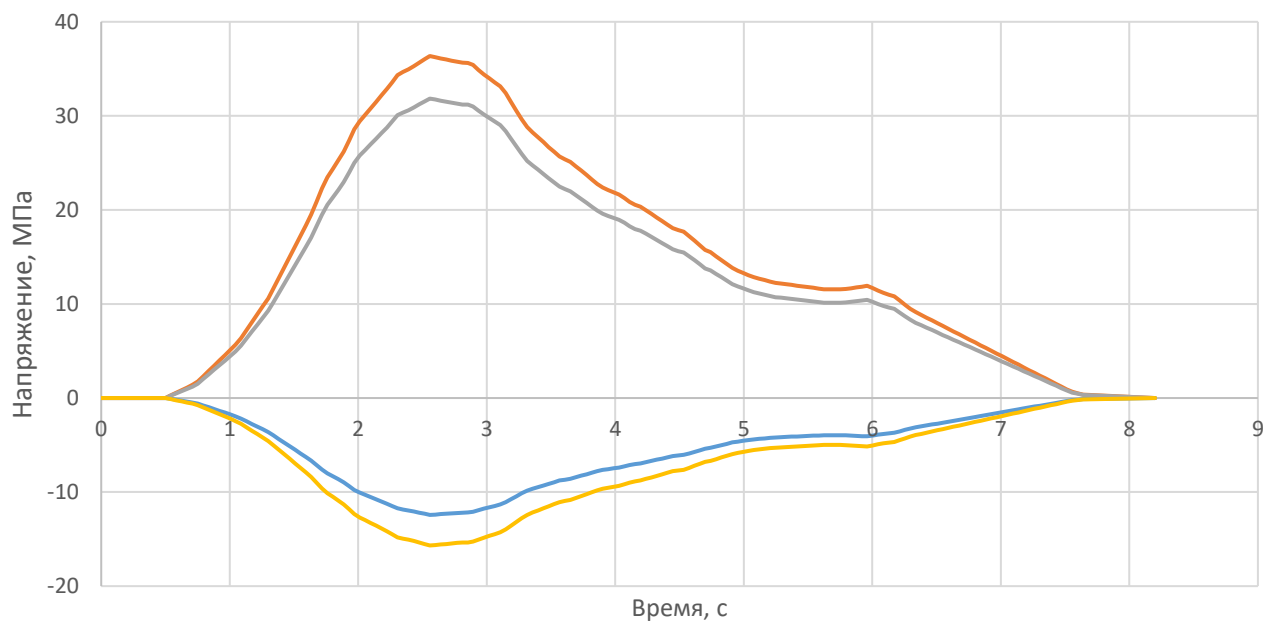
Для валидации расчетной модели, работающей на общее действие нагрузок, с фактической работой пролетного строения, в качестве контролируемого параметра было выбрано значение нормального напряжения в нижней фибре верхнего горизонтального листа и верхней фибре нижнего пояса (в зоне установки

датчиков №№ 1–4 на рисунке 4.22). Рассчитанные величины внутренних усилий в контролируемых точках сечения были получены путем перемещения схемы нагрузки, показанной на рисунке 4.3, вдоль пролетного строения с шагом 0,1 м. Установив скорость движения нагрузки по результатам тензометрии (около 14 м/с), величины смещения осей нагрузки привели ко времени прохода поезда. Графики фактических и расчетных значений нормальных напряжений в контрольных точках от проходящей нагрузки приведены на рисунках 4.24 и 4.25 соответственно.



- показания датчика деформаций в точке № 1 (см. рисунок 4.22)
- показания датчика деформаций в точке № 2 (см. рисунок 4.22)
- показания датчика деформаций в точке № 3 (см. рисунок 4.22)
- показания датчика деформаций в точке № 4 (см. рисунок 4.22)

Рисунок 4.24 – График изменения напряжений в середине пролета по результатам тензометрии



- расчетные значения напряжений в точке № 1 (см. рисунок 4.22)
- расчетные значения напряжений в точке № 2 (см. рисунок 4.22)
- расчетные значения напряжений в точке № 3 (см. рисунок 4.22)
- расчетные значения напряжений в точке № 4 (см. рисунок 4.22)

Рисунок 4.25 – График изменения расчетных напряжений в середине пролета

Сравнение фактических и расчетных значений напряжений показало, что средний конструктивный коэффициент для точек 1 и 4 (см. рисунок 4.22) составляет 0,6, а для точек 2 и 3 равен 0,88. По результатам испытаний было установлено, что фактический центр масс контролируемого поперечного сечения пролетного строения находится на расстоянии 2,23 м от оси нижнего пояса (при расчетном расстоянии 1,82 м). Низкое значение конструктивного коэффициента связано с включением в совместную работу с главными балками верхнего строения пути. За счет включения в работу на изгиб дополнительных элементов фактическая изгибная жесткость поперечного сечения выше расчетной, а положение центра масс смещается. Что более важно, дополнительные нормальные напряжения, вызванные действием бимоента и центробежной силы, по результатам испытаний, составили  $\pm 1,2$  МПа в точках установки датчиков № 1 и № 4 и  $\pm 2,3$  МПа в точках установки датчиков № 2 и № 3. Те же усилия, но полученные по результатам аналитического расчета, составили  $\pm 1,5$  МПа в точках установки



датчиков № 1 и № 4 и  $\pm 2,3$  МПа в точках установки датчиков № 2 и № 3. Таким образом, предложенный подход к определению внутренних усилий в элементах главных балок сталежелезобетонного пролетного строения дает удовлетворительную сходимость с натурными испытаниями. Кроме того, подтвердился факт, что в условиях стесненного кручения максимальные по абсолютному значению нормальные напряжения возникают в нижнем поясе внешней балки и в верхнем поясе внутренней балки относительно кривой, что невозможно учесть, используя коэффициенты к изгибающему моменту, как это принято в существующих методиках [73; 76].

Значения нормальных напряжений в железобетонной плите балластного корыта от проходящего поезда были на уровне погрешности измерений, что связано с низкой интенсивностью временной нагрузки и большой изгибной жесткости самой плиты. Однако удовлетворительная сходимость фактических и расчетных значений нормальных напряжений по элементам ортотропной металлической плиты балластного корыта свидетельствует о возможности применения подхода, изложенного в разделе 3 к определению усилий и в железобетонной плите.

#### **4.4 Выводы по разделу**

По результатам проведенных натурных испытаний железнодорожных пролетных строений с металлическим ортотропным и железобетонным балластными корытами были определены нормальные напряжения, действующие в контрольных точках сечений от действия проходящей поезда нагрузки. Полученные значения показали хорошую сходимость с расчетом, выполненным по формулам и алгоритмам, предложенным в разделах 2 и 3.

Установлено, что теория тонкостенных стержней применима к пролетным строениям железнодорожных мостов. Для пролетных строений, устроенных в кривых участках пути, состоящих из главных балок и объединенных в уровне нижних поясов продольными связями, учет стесненного кручения дает

существенную прибавку к нормальным напряжениям, рассчитанным только из условия изгиба в двух плоскостях. Для замкнутых коробчатых сечений влияние бимоента значительно ниже, однако возможность изменения параметров мостового полотна в большом диапазоне не позволяет однозначно определить критерий необходимости влияния усилий, вызванных стесненным кручением.

Подтверждены расчетные предпосылки, используемые при выводе формул по определению пространственной эпюры давления по плите балластного корыта. Результаты натурного эксперимента показали, что при существующих конструкциях пролетных строений с ортотропным балластным корытом внутренние усилия, вызванные местными деформациями листа настила, дают существенную прибавку к нормальным напряжениям, полученным при рассмотрении только общих перемещений пролетного строения.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В ходе проведенных исследований была достигнута поставленная цель и получены следующие основные научные выводы.

1. По результатам теоретических исследований разработан аналитический подход к определению угла закручивания произвольного сечения металлического пролетного строения с ездой на балласте от работы переменного по длине конструкции внешнего крутящего момента в условиях стесненного кручения. По результатам качественной оценки конструктивных особенностей существующих типовых проектов цельнометаллических пролетных строений с ортотропным балластным корытом выполнено обоснование подбора рационального поперечного сечения на восприятие косоугольного изгиба и кручения, что позволило уменьшить металлоемкость новой конструкции на 15% по сравнению с существующими.

2. Уточнены численные значения жесткости подрельсового основания и коэффициента изгиба шпал для абсолютно жесткого основания при разных значениях модуля упругости балласта и типов шпал, а также предложен подход к определению данных параметров, учитывающий податливость плиты балластного корыта. Результаты расчетов давления по уточненным на основе численных моделей параметрам показали хорошую сходимость с экспериментальными данными других авторов. Теоретически обоснована необходимость учета изгибной жесткости плиты балластного корыта. Так, максимальное значение вертикального давления на поверхности плиты металлического ортотропного балластного корыта существующего пролетного строения при учете прогиба плиты уменьшилось на 20 % относительно значения, полученного в предположении абсолютно жесткого основания, что было подтверждено в рамках комплекса экспериментальных исследований на эксплуатируемых сооружениях.

3. Установлены универсальные функциональные зависимости величины вертикального давления в любой точке поверхности основания балластного слоя от конфигурации верхнего строения пути и физико-механических параметров его элементов, позволяющие применять их для расчета оснований в виде

железобетонных и металлических ортотропных балластных корыт или в виде земляного полотна, что до выполнения настоящих исследований было возможно только с использованием метода конечных элементов или эмпирических данных. Доказана перспективность использования данного подхода по сравнению с численными расчетами на основе объемных конечных элементов.

Предложен термин «пространственная эпюра вертикального давления», обозначающий график поверхности, описывающий распределение вертикального давления через элементы верхнего строения пути по всей верхней плоскости плиты балластного корыта от действия поездной нагрузки.

4. Полученные результаты исследований внедрены в Руководство по определению грузоподъемности металлических пролетных строений железнодорожных мостов», которое утверждено распоряжением ОАО «РЖД» № 250р от 10.02.2021.

**Перспективой дальнейших исследований** является использование алгоритма определения вертикального давления по поверхности металлического ортотропного балластного корыта для расчета усталостного ресурса плиты и подкрепляющих ее элементов.

**СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ**

1. Белуцкий, И. Ю. Оценка деформированного состояния надвигаемых пролетных строений переменной жесткости в среде MathCad / И. Ю. Белуцкий, И. В. Лазарев // Строительная механика и расчет сооружений. – 2020. – № 1. – С. 2–8.

2. Белуцкий, И. Ю. Об эффекте регулирования усилий использованием временной неразрезности в разрезных системах сталежелезобетонных мостов / И. Ю. Белуцкий, И. В. Лазарев // Строительная механика и расчет сооружений. – 2021. – № 1. – С. 58–61.

3. Белуцкий, И. Ю. Совершенствование методов оценки работоспособности эксплуатируемых сталежелезобетонных пролетных строений. – Владивосток : Дальнаука, 2003. – 281 с.

4. Белуцкий, И. Ю. Трещиностойкость и несущая способность поперечных сечений плиты проезда сталежелезобетонных мостов / И. Ю. Белуцкий, И. В. Лазарев // Строительная механика и расчет сооружений. – 2022. – № 3. – С. 2–8.

5. Бокарев С. А. Лабораторные исследования продольного борта плиты балластного корыта железобетонных пролетных строений с ездой на балласте / С. А. Бокарев, С. В. Ефимов, А. И. Служаев // Научные труды Общества железобетонщиков Сибири и Урала: сб. тр. науч.-практич. конф.— Новосибирск: ФГБОУ ВО СГУПС, 2016. – С. 26–32.

6. Бокарев С. А. Обоснование методики расчета продольного борта балластного корыта железобетонных пролетных строений / С. А. Бокарев, А. М. Караулов, К. В. Королев, С. В. Ефимов // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 2017. – № 4. – С. 82–91.

7. Бокарев С. А. О необходимости совершенствования метода классификации по грузоподъемности металлических железнодорожных пролетных строений с балластным корытом, включенным в работу с главными балками / С. А. Бокарев,

И. В. Засухин // Транспорт: наука, образование, производство: сб. научн. тр. – Ростов-на-Дону: РГУПС, 2019. – С. 33-36.

8. Бокарев, С. А. Содержание искусственных сооружений с использованием информационных технологий: учеб. пособие для вузов ж.-д. транспорта / С. А. Бокарев, С. С. Прибытков, А. Н. Яшнов. – Москва, 2008. – 195 с.

9. Бокарев, С. А. Управление техническим состоянием искусственных сооружений железных дорог России на основе информационных технологий / С. А. Бокарев. – Новосибирск: СГУПС, 2002. – 276 с.

10. Бокарев, С. А. Методы оценки и системы обеспечения технико-эксплуатационных показателей искусственных сооружений железных дорог России (на основе нового информационного обеспечения): дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.11 / Бокарев Сергей Александрович. – Новосибирск, 2003. – 340 с.

11. Бокарев, С. А. Малогабаритные автоматизированные системы для диагностики ИССО / С. А. Бокарев, А. Н. Яшнов, И. И. Снежков, А. В. Слюсарь // Путь и путевое хозяйство. – 2007. – № 9. – С. 25–26.

12. Бокарев, С. А. Результаты полномасштабного обследования и испытания сталежелезобетонных пролетных строений железнодорожных мостов Сибири и Дальнего Востока / С.А. Бокарев, Л. Ю. Соловьев, Д. Н. Цветков, Е. В. Рогова // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – 2009. - № 2. – С. 160–170.

13. Бате, К. Численные методы анализа и метод конечных элементов : пер. с англ. / К. Бате, Е. Вилсон ; под ред. А. Ф. Смирнова. – Москва : Стройиздат, 1982. – 448 с.

14. Бромберг, Е. М. Взаимодействие пути и подвижного состава / Е. М. Бромберг, М. Ф. Вериго, В. Н. Данилов, М. А. Фришман. – Москва : Трансжелдориздат, 1956. – 280 с.

15. Брудка, Я. Легкие стальные конструкции : пер. с польск. / Я. Брудка, М. Лубиньски ; под ред. С. С. Кармилова. – Изд. 2-е, доп. – Москва : Стройиздат, 1974. – 342 с.

16. Варвак, П. М. Метод конечных элементов : учеб. пособие для вузов / П. М. Варвак. – Киев : Вища школа. Головное изд-во, 1981. – 176 с.
17. Васильков, А. С. Нормативная нагрузка для проектирования железнодорожных мостов / А. С. Васильков, В. И. Рупасова, В. В. Кондратов // Путь и путевое хозяйство. – 2021. – № 2. – С.7–12.
18. Владимирский, С. Р. Металлические пролетные строения мостов с ортотропными плитами: Конструирование и расчет / С.Р. Владимирский. – 2-е изд., перераб. и доп. – Санкт-Петербург : ДНК, 2006. – 96 с.
19. Вериго, М.Ф. Взаимодействие пути и подвижного состава / М. Ф. Вериго, А. Я. Коган. – Москва, 1986. – 559 с.
20. Власов, В.З. Тонкостенные упругие стержни / В.З. Власов. – Москва : Физматгиз, 1959. – 574 с.
21. Власов, Г.М. Учет особенностей работы консоли плиты балластного корыта при определении грузоподъемности железобетонных пролетных строений. / Г. М. Власов, А. Н. Яшнов // Вопросы ускорения научно-технического прогресса на железнодорожном транспорте : тез. докл. – Новосибирск, 1986. – С. 5.
22. Власов, Г. М. Влияние состояния мостового полотна на грузоподъемность железобетонных пролетных строений / Г. М. Власов, А. Н. Яшнов // Вопросы ускорения научно-технического прогресса на железнодорожном транспорте : тез. докл. – Новосибирск, 1986. – С. 5.
23. Власов, Г. М. Анализ результатов уточненного определения грузоподъемности консолей плит железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов / Г. М. Власов, А. Н. Яшнов // Повышение надежности и эффективности работы железнодорожного транспорта : тез. докл. – Новосибирск, 1987. – С. 107.
24. Власов, Г. М., Методика и некоторые результаты экспериментальных исследований работы плиты балластного корыта железобетонных пролетных строений / Г. М. Власов, Ю. М. Широков, А. Н. Яшнов // Повышение надежности и эффективности работы железнодорожного транспорта : тез. докл. – Новосибирск, 1987. – С. 107.

25. Власов, Г. М. К определению грузоподъемности железобетонных пролетных строений / Г. М. Власов, А. Н. Яшнов // Известия высших учебных заведений. Строительство и архитектура. – 1988. – № 12. – С. 5–10.
26. Гибшман, Е.Е. Проектирование металлических мостов / Е. Е. Гибшман. – Москва : Транспорт, 1969. – 416 с.
27. Гуркова, М. А. Кручение тонкостенного стержня открытого и замкнутого профиля и автоматизация процесса расчета: дис. ... канд. техн. наук / Гуркова Маргарита Александровна. – Москва, 2000. – 168 с.
28. Даренский, О.Н. Экспериментальное определение сопротивлений креплений КБ и КПП-5 перемещениям рельсов в продольной плоскости / О. Н. Даренский, В. Г. Витольберг // Сборник научных трудов Донецкого института железнодорожного транспорта. – 2008. – № 15. – С. 112–124.
29. Долгосрочная программа развития ОАО «РЖД» до 2025 года [Электронный ресурс] : утв. распоряжением Правительства РФ от 19.03.2019 № 466-р. – Электрон. дан. – М., 2019. – Режим доступа: <http://static.government.ru/media/files/zcAMxApAgyO7PnJ42aXtXAgA2RXSVoKu.pdf>. – Загл. с экрана.
30. Дьяков, С. Ф. Построение и анализ конечных элементов тонкостенного стержня открытого профиля с учетом деформаций сдвига при кручении / С. Ф. Дьяков, В. В. Лалин // Транспорт. Транспортные сооружения. Экология. – 2011. – № 2. – С. 130–140.
31. Ефимов, П. П. Проектирование мостов / П. П. Ефимов. – Омск : Дантэя, 2006. – 111 с.
32. Ефимов, С. В. Лабораторные исследования работы продольных бортов плиты балластного корыта железобетонных пролетных строений с ездой на балласте на действие горизонтальной нагрузки/ С. В. Ефимов // Транспорт: наука, образование, производство: сб. тр. науч.-практич. конф.— Ростов-на-Дону: ФГБОУ ВО РГУПС, 2016. – С. 44–48.
33. Ефимов, С. В. Прочность и долговечность продольных бортов железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов с ездой на



балласте: дис. ... канд. техн. наук / Ефимов Стефан Васильевич. – Новосибирск, 2019. – 173 с.

34. Засухин, И. В. Определение эпюры давления по поверхности металлической ортотропной плиты балластного корыта пролетного строения от местного действия нагрузки / И. В. Засухин // Транспортные сооружения. – 2021. – Т. 8. – № 2. – DOI 10.15862/09SATS221.

35. Засухин, И.В. Особенности пространственной работы железнодорожных металлических пролетных строений, установленных в кривых участках пути/ И. В. Засухин, Л. Ю. Соловьев // Вестник СГУПС. – 2022. - № 3. – С. 177–182.

36. Засухин И.В. Программная реализация МКЭ для определения напряженно-деформированного состояния мостовых конструкций [Электронный ресурс] / И.В. Засухин // Политранспортные системы: XI Междунар. науч.-техн. конф.: тез.докл. URL: <http://science.stu.ru/page.php?id=143> (дата обращения: 10.09.2021).

37. Засухин И. В. Усилия в элементах металлических пролетных строений с ортотропным балластным корытом/ И. В. Засухин, А. М. Усольцев, К. О. Жунев, К. В. Кобелев // Путь и путевое хозяйство. – 2022. – № 5. – С. 20–22.

38. Зенкевич, О. Метод конечных элементов в технике / О. Зенкевич. – М.: 1975. – 539 с.

39. Зенкевич О. Метод конечных элементов в теории сооружений и в механике сплошных сред / О. Зенкевич, И. Чанг. – Нью-Йорк, 1967. – 240 с.

40. Инструкция по диагностике металлических пролетных строений мостов с ортотропной плитой и металлическим балластным корытом / Департамент пути и сооружений ОАО «РЖД». – Москва, 2012. – 120 с.

41. Инструкция по оценке состояния и содержания искусственных сооружений на железных дорогах Российской Федерации / Департамент пути и сооружений ОАО «РЖД». – Москва, 2006. – 50 с.

42. Инструкция по содержанию искусственных сооружений. ЦП – 628. – Москва: МПС РФ, 1998. – 48 с.

43. Инструкция по текущему содержанию железнодорожного пути. Утверждена распоряжением ОАО «РЖД» от 29.12.2012 г. № 2791р. – Москва, 2012. – 234 с.

44. Картопольцев, В. М. К вопросу динамической работы пролетных строений мостов со сквозной стенкой / В. М. Картопольцев, Д. В. Ли // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – 2015. – № 1. – С. 194–201.

45. Картопольцев, В. М. Концептуальные основы оценки остаточного ресурса пролетных строений металлических мостов по критерию усталостной долговечности / В. М. Картопольцев, А. В. Картопольцев, Б. Д. Колмаков // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – 2015. – № 4. – С. 206–211.

46. Картопольцев, В. М. Оценка остаточного ресурса конструкций металлических мостов по критерию трещинообразования / В. М. Картопольцев, А. Г. Боровиков, А. В. Картопольцев // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – 2015. – № 2. – С. 176–183.

47. Картопольцев, В. М. Разработка перспективных (гибридных) конструкций пролетных строений мостов из сталей различной прочности / В. М. Картопольцев, А. В. Картопольцев // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – 2017. – № 3. – С. 171–182.

48. Картопольцев, В. М. Численное моделирование и экспериментальные исследования динамических характеристик сталежелезобетонного пролетного строения со сквозными балками / В. М. Картопольцев, Н. Н. Бочкарев, А. В. Картопольцев, А. С. Шендель // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – 2012. – № 1. – С. 169–175.

49. Киселев, В. А. Расчет балок на упругом основании / В. А. Киселев. – Москва: МАДИ, 1981. – 58 с.

50. Кобенко, А. А. Исследование напряженного состояния сечений сталежелезобетонных мостовых балок при изгибе в упругопластической стадии:

автореф. дис. ... канд. техн. наук / Кобенко Анатолий Андреевич. – Омск, 1975. – 26 с.

51. Козьмин, Ю. Г. Проектирование мостов и труб. Металлические мосты / Ю. Г. Козьмин. – Москва : Маршрут, 2005. – 459 с.

52. Козьмин, Ю. Г. Расчет балочных металлических пролетных строений мостов со сквозными главными фермами / Ю. Г. Козьмин. – Ленинград : ЛИИЖТ, 1983. – 80 с.

53. Кондратов, В. В. Оценка грузоподъемности стальных решетчатых пролетных строений / В. В. Кондратов, И. В. Рупасова // Путь и путевое хозяйство. – 2019. - № 9. – С.10–14.

54. Кондратов, В. В. Оценка минимальных повреждающих напряжений при циклическом нагружении стальных клепаных пролетных строений мостов / В. В. Кондратов, И. В. Рупасова // Путь и путевое хозяйство. – 2020. - № 12. – С.18–22.

55. Кондратов, В. В. Результаты испытаний на выносливость металла пролетных строений / В. В. Кондратов, В. М. Олеков, Е. И. Румянцев // Путь и путевое хозяйство. – 2020. - № 10. – С.22–26.

56. Корнеев, М.М. Стальные мосты : теорет. и практ. пособие по проектированию / М. М. Корнеев. – Киев, 2003 – 547 с.

57. В. И. Мяченков. Расчеты машиностроительных конструкций методов конечных элементов: Справочник / В. И. Мяченков, В. П. Мальцев, В. П. Майборода и др. – Москва : Машиностроение, 1989. – 520 с.

58. Овчинников, И.Г. Исследование совместной работы стальной ортотропной плиты с дорожной одеждой на ней при их различных параметрах [Электронный ресурс] / И.Г. Овчинников, М.А. Телегин // Интернет-журнал «Транспортные сооружения». – 2015. – Т.2. – № 2. - Режим доступа: <https://t-s.today/PDF/02TS215.pdf>

59. Овчинников, И.Г. Применение инновационных решений в практике проектирования, строительства и эксплуатации мостовых сооружений

Поволжского региона / И.Г. Овчинников // Наука: 21 век. – 2011. – № 1 (13). – С. 36–43.

60. Овчинников И. Г. Тенденции в оптимальном проектировании металлических конструкций с учетом условий эксплуатации / И. Г. Овчинников, В. С. Мавзовин // Инженерно-строительный вестник Прикаспия. – 2020. – № 1. – С. 43– 50.

61. Платонов, А.С. Стальные конструкции мостов из ортотропных плитных элементов: дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.11 / Платонов Александр Сергеевич. – Москва, 2004. – 361 с.

62. Платонов, А.С. Исследование конструкций и нелинейной работы стальных ортотропных плит проезжей части автодорожных мостов: дис. ... канд. техн. наук / Платонов Александр Сергеевич. - Москва, 1972. - 155 с.

63. Платонов, А. С. Строительные нормы и правила. Мосты и трубы СНиП В.П-4 (проект) / А. С. Платонов, ЦНИИС, 1987. – 196 с.

64. Платонов А. С. Распределение нагрузки от подвижного состава на плиту проезжей части стальных железнодорожных пролетных строений с ездой поверху / А. С. Платонов // Сборник трудов ЦНИИС. – Москва, 1979. – Вып. 110. – С. 17–29.

65. Попов, С.Н. Балластный слой железнодорожного пути / С. Н. Попов. – Москва : Транспорт, 1965. – 183 с.

66. Потапкин, А.А. Проектирование стальных мостов с учетом пластических деформаций / А. А. Потапкин. – Москва : Транспорт, 1984. – 200 с.

67. Потапкин, А.А. Теория и расчет стальных и сталежелезобетонных мостов на прочность с учетом нелинейных и пластических деформаций / А. А. Потапкин. – Москва : Транспорт, 1972. – 192 с.

68. Правила технической эксплуатации железных дорог Российской Федерации : утв. приказом Минтранса России от 21.12.2010 г. № 286 // Гарант: информационно-правовое обеспечение. – URL: <https://base.garant.ru/55170488/> (дата обращения: 21.05.2022).

69. Правила производства расчетов верхнего строения железнодорожного пути на прочность / Воен. акад. тыла и транспорта. – Ленинград, 1964. – 49 с.

70. Ращепкин, А. А. Совершенствование оценки грузоподъемности металлических пролетных строений железнодорожных мостов на основе автоматизации расчетов: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.11 / Ращепкин Артем Алексеевич. – Новосибирск, 2006. – 22 с.

71. Рикардс, Р. Б. Метод конечных элементов в теории оболочек и пластин. – Рига : Зннатне, 1988. – 284 с.

72. Рекомендации по проектированию стальных ортотропных плит проезжей части автодорожных мостов / Всесоюз. науч.-исслед. ин-т трансп. стр-ва. – Москва : ЦНИИС, 1968. – 17 с.

73. Рогова, Е. В. Оценка грузоподъемности сталежелезобетонных пролетных строений железнодорожных мостов с учетом их технического состояния и эксплуатационных параметров : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.11 / Рогова Екатерина Владимировна. – Новосибирск, 2009. – 148 с.

74. Руководство по определению грузоподъемности железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов. – Москва: Транспорт, 1989. – 128 с.

75. Руководство по определению грузоподъемности железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов: утв. распоряжением ОАО «РЖД» 10.02.2021 г. № 249р. – Москва, 2021. – 171 с.

76. Руководство по определению грузоподъемности металлических пролетных строений железнодорожных мостов : утв. Гл. упр. пути МПС 02.08.85. – Москва : Транспорт, 1989. – 276 с.

77. Руководство по определению грузоподъемности металлических пролетных строений железнодорожных мостов: утв. распоряжением ОАО «РЖД» 10.02.2021 г. № 250р. – Москва, 2021. – 399 с.

78. Руководство по пропуску подвижного состава по железнодорожным мостам: утв. распоряжением ОАО «РЖД» 16.02.2021 г. № 304р. – Москва, 2015. – 497 с.

79. Руководство по расчетам midas Civil // MIDAS Information Technology. – М. : MIDAS Information Technology, 2012. – 269 с.
80. Рыбаков, В. А. Применение полусдвиговой теории В.И. Сливкера для анализа напряженно-деформированного состояния систем тонкостенных стержней. дис. ... канд. техн. наук : 01.02.04 / Рыбаков Владимир Александрович. – Санкт-Петербург, 2012. – 184 с.
81. Рыбаков, В. А. Методы решения научно-технических задач в строительстве. Численные методы расчета тонкостенных стержней: учеб. пособие / В. А. Рыбаков – Санкт-Петербург.: Изд-во Политехн. ун-та, 2013. – 167 с.
82. Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ № 2021619117. ПАРИС / И. В. Засухин, К. О. Жунев. заявитель и правообладатель Засухин И. В. – № 2021618362; заявл. 28.05.2021; опубл. 04.06.2021, Реестр программ для ЭВМ. – 1 с.
83. Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ № 2021665534. АРГО МБ / И. В. Засухин; заявитель и правообладатель ФГБОУ ВО СГУПС – № 2021664856; заявл. 22.09.2021; опубл. 28.09.2021, Реестр программ для ЭВМ. – 1 с.
84. Сливкер В. И. Строительная механика. Вариационные основы : учеб. пособие / В. И. Сливкер. – Москва : Изд-во АСВ, 2005. – 736 с.
85. Снежков, И. И. Диагностика дефектов мостовых сооружений с применением мобильных измерительных комплексов / И. И. Снежков // Дефекты зданий и сооружений. Усиление строительных конструкций. сб. науч. ст. XX науч.-метод. конф. ВИТУ (29 марта 2016 г.). – Санкт-Петербург, 2016. – С. 91–94.
86. СП 16.13330.2011 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23–81\*. – Москва : Минрегион России, 2010. – 178 с.
87. СП 35.13330.2011 Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84\*. – Москва : Минрегион России, 2011. – 346 с.
88. Соловьев Л.Ю. Учет пространственной работы сталежелезобетонного железнодорожного пролетного строения при расположении пути в кривой // Л.Ю. Соловьев, И.В. Засухин // Политранспортные системы : материалы IX Междунар.

науч.-техн. конф. по направлению «Научные проблемы реализации транспортных проектов в Сибири и на Дальнем Востоке». – Новосибирск: Изд-во СГУПС, 2017. – С. 60–66.

89. Соловьев, Л. Ю. Диаграммный метод оценки несущей способности сталежелезобетонных железнодорожных пролетных строений / Л. Ю. Соловьев, Е. В. Рогова // Проблемы прочности материалов и сооружений на транспорте. – 2008. – С. 157–159

90. Соловьев, Л. Ю. Исследование совместной работы ортотропной плиты и одежд ездового полотна / Л. Ю. Соловьев, Н. Е. Борисовская // Транспортная инфраструктура Сибирского региона. – 2017. - № 1. – С. 460–465.

91. Соловьев, Л. Ю. Некоторые направления совершенствования конструкции и технологии сооружения сталежелезобетонных пролетных строений / Л. Ю. Соловьев, В. И. Акопов, С. А. Тихомиров // Вестник СГУПС. – 2009. – № 21. – С. 177–182.

92. Соловьев, Л. Ю. Оценка технического состояния сталежелезобетонных пролетных строений на основе идентификации конечно-элементных моделей в ПО «Sofistic» // Вестник Пермского государственного технического университета. Охрана окружающей среды, транспорт, безопасность жизнедеятельности. – 2011. – № 1. – С. 99–106.

93. Соловьев, Л. Ю. Влияние балласта на распределение напряжений по высоте сечения сталежелезобетонных пролетных строений железнодорожных мостов / Л. Ю. Соловьев, Е. В. Рогова // Вестник СГУПС. – 2009. – № 21. – С. 193–197.

94. Соловьев, Л. Ю. Оценка напряженно-деформированного состояния элементов металлических мостов термографическим способом / Л. Ю. Соловьев, Р. В. Чернавин // Химия. Экология. Урбанистика. – 2020. – № 3. – С. 245–249.

95. Тимошенко С. П. Сопротивление материалов. Том 1. Элементарная теория и задачи / С. П. Тимошенко. – Москва : Наука, 1965. – 364 с.

96. Стрелецкий, Н. Н. Сталежелезобетонные пролетные строения мостов / Н. Н. Стрелецкий. – Москва : Транспорт, 1981. – 360 с.

97. Улицкий, Б. Е. Пространственные расчеты мостов / Б. Е. Улицкий, А. А. Потапкин. – Москва : Транспорт, 1967. – 406 с.

98. Уманский А. А. Изгиб и кручение тонкостенных авиационных конструкций. М.: Оборониздат, 1939. – 112 с.

99. Телегин, М. А. Исследование совместной работы стальной ортотропной плиты с дорожной одеждой на ней при их различных параметрах / М. А. Телегин, И. Г. Овчинников // Транспортные сооружения. – 2015. – № 2. – С. 2

100. Телегин, М.А. Особенности расчета цельнометаллических пролетных строений автодорожных мостов с учетом совместной работы ортотропной плиты с главными балками и одеждой ездового полотна: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 02.04.17 / Телегин Максим Александрович. - Омск, 2016. – 23 с.

101. Технические указания по устройству и конструкции мостового полотна на железнодорожных мостах ОАО «РЖД» : утв. распоряжением ОАО «РЖД» 12.10.2011 г. № 2195р. – Москва, 2011. – 182 с.

102. Типовой проект инв. № 2210 «Металлические балочные сварные пролетные строения с ездой на балласте расчетными пролетами до 33,6 м для железнодорожных мостов». – Москва : Гипротранспуть, 2002. – 103 с.

103. Уткин, В. А. К вопросу о совершенствовании конструктивно-технологических форм сталежелезобетонных пролетных строений / В. А. Уткин // Вестник Сибирской государственной автомобильно-дорожной академии. – 2010. – № 5. – С. 14-17.

104. Уткин, В. А. Регулирование положения нейтральной оси при проектировании сечений сталежелезобетонных пролетных строений / В. А. Уткин // Вестник Сибирской государственной автомобильно-дорожной академии. – 2010. – № 4. – С. 55-59.

105. Филатов, Е.В. Расчет железнодорожного пути на прочность: метод. указ. / Е. В. Филатов, Д. Н. Насников. – Иркутск: ИрГУПС, 2016. – 59 с.

106. Чернышев М. А. Практические методы расчета пути / М. А. Чернышев. – Москва, 1967. – 236 с.



107. Чижов С. В. Анализ методов определения напряженно-деформированного состояния решетчатых ферм с жесткими соединениями в узлах / С. В. Чижов, Д. А. Валиуллин // Вестник гражданских инженеров. – 2019. - № 4. – С. 38–43.

108. Чижов С. В. Сравнительный анализ расчетных моделей сквозных пролетных строений металлических мостов / С. В. Чижов, Д. А. Валиуллин // Путевой навигатор. – 2020. - № 42. – С. 42–49.

109. Чижов С.В. Устойчивость стенки главных балок разводных мостов раскрывающейся системы/ С. В. Чижов, А. В. Письмак, А. А. Антонюк // Путевой навигатор. – 2020. - № 45. – С. 30–36.

110. Шахунянец, Г. М. Железнодорожный путь / Г. М. Шахунянец. Москва : Транспорт, 1987. – 479 с.

111. Яшнов, А. Н. Грузоподъемность плиты балластного корыта железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.11 / Яшнов Андрей Николаевич. – Москва, 1989. – 196 с.

112. Bonifacio, C. Dynamic behaviour of a short span filler-beam railway bridge under high-speed traffic / C. Bonifacio, D. Ribeiro, R. Calçada, R. Delgado // International conference on railway technology: research, development and maintenance. – 2014. – URL: <https://www.semanticscholar.org/paper/Dynamic-Behaviour-of-a-Short-Span-Filler-Beam-under-Bonif%20C3%A1cioRibeiro/8d5614efa31baf0cac9f1653b63-d822cb341ec77> (accessed: 21.05.2022).

113. Corte, De W. The use of continuous high-frequency strain gauge measurements for the assessment of the role of ballast in stress reduction on steel railway bridge decks / W. De Corte, Ph. V. Bogaert // Or Insight. – 2006. – Vol. 48, № 6. – P. 352–356. – DOI: 10.1784/insi.2006.48.6.352.

114. Feng, H. 3-D models of railway track for dynamic analysis / H. Feng. – Stockholm, 2011. – 92 p.

115. Indraratna, B. Geotechnical properties of ballast and the role of geosynthetics in railway track stabilization / B. Indraratna, H. Khabbaz, W. Salim, D. Christie //

Proceedings of the Institution of Civil Engineers Ground Improvement. – 2006. – Vol. 10, № 3. – P. 91–101. – DOI:10.1680/grim.2006.10.3.91.

116. Liu, S. Kentrack 4.0: a Railway Trackbed Structural Design Program / Liu, Shushu / S. Liu, J. G. Rose, R. R. Souleyrette // Theses and Dissertations –Civil Engineering. – 2013. – Vol. 16. – VIII, 81 p. – URL: [https://uknowledge.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=1015&context=ce\\_etds](https://uknowledge.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=1015&context=ce_etds) (accessed 21.05.2022).

117. Nguyen, K. Dynamic analysis of high speed railway traffic loads on ballasted track / K. Nguyen, J. M. Goicolea, F. Galbadon // Proceedings of the Fifth International symposium on environmental vibration, Chengdu, China, October 20–22, 2011. – URL: [https://www.researchgate.net/publication/274634605\\_Dynamic\\_Analysis\\_of\\_High\\_Speed\\_Railway\\_Traffic\\_Loads\\_on\\_Ballasted\\_Track](https://www.researchgate.net/publication/274634605_Dynamic_Analysis_of_High_Speed_Railway_Traffic_Loads_on_Ballasted_Track) (accessed 21.05.2022).

118. Mirza, O. Railway bridge-track interaction under elevated temperatures / O. Mirza, S. Kaewunruen, O. Guzman, V. Aquino, A. Cavalini // 5th International conference on advances in experimental structural engineering, November 8–9, 2013, Taipei, Taiwan. – URL: <https://research.birmingham.ac.uk/en/publications/railway-bridge-track-interaction-under-elevated-temperatures> (accessed 21.05.2022).

119. Shih, J.-Y. Assessment of track-ground coupled vibration induced by high-speed trains / J.-Y. Shih, D. Thompson, A. Zervos // ICSV 21. The 21st International congress on sound and vibration, Beijing/Chin, 13-17 July, 2014. – P. 1–8.

120. Suiker, A. S. J. The mechanical behavior of ballasted railway tracks / A S. J. Suiker. – Delf Univ. Press, 2002. – 247 p.

121. Sowmiya, L. S. Railway tracks on clayey subgrade reinforced with geosynthetics / L. S. Sowmiya, J. T. Shahu, K. K. Gupta // Proceedings of Indian geotechnical conference, December 15–17, 2011, Kochi (paper No. J-090). – P. 529–532.

122. Zasukhin, I., Ivanov, A., Kuzmenkov, P., Polyakov, S., Chaplin, I. (2022). Features of Monitoring the Stress-Strain State of Structures During the Construction of Bridge Crossings. In: Manakov, A., Edigarian, A. (eds) International Scientific Siberian Transport Forum TransSiberia - 2021. TransSiberia 2021. Lecture Notes in Networks and Systems, vol 403. Springer, Cham. DOI: 10.1007/978-3-030-96383-5\_9.

**ПРИЛОЖЕНИЕ А**

Регистрационные свидетельства и справки о внедрении

РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ

**RU2021619117**

**ФЕДЕРАЛЬНАЯ СЛУЖБА  
ПО ИНТЕЛЛЕКТУАЛЬНОЙ СОБСТВЕННОСТИ  
ГОСУДАРСТВЕННАЯ РЕГИСТРАЦИЯ ПРОГРАММЫ ДЛЯ ЭВМ**

Номер регистрации (свидетельства):  
2021619117

Дата регистрации: 04.06.2021

Номер и дата поступления заявки:  
2021618362 28.05.2021

Дата публикации и номер бюллетеня:  
04.06.2021 Бюл. № 6

Контактные реквизиты:

Засухин Илья Витальевич эл. почта  
zasukhiniv@mail.ru тел.моб. +7 (913) 0699304,  
тел.раб. (383) 3280331

Автор(ы):

Засухин Илья Витальевич (RU),

Жунев Кирилл Олегович (RU)

Правообладатель(и):

Засухин Илья Витальевич (RU)

Название программы для ЭВМ:

**ПАРИС**

**Реферат:**

Программа предназначена для моделирования и расчета конечно-элементных пространственных моделей строительных конструкций и автоматизации инженерных расчетов. Предусмотрена возможность моделирования строительных конструкций стержневыми и плитными элементами, задания статических и подвижных нагрузок, учета стадийности возведения. Программа обеспечивает выполнение следующих функций: создание и редактирование конечно-элементной трехмерной модели при помощи графического интерфейса; создание и определение геометрических характеристик поперечного сечения стержневых элементов; построение линий и поверхностей влияния при загрузении подвижной нагрузкой.

**Язык программирования:** Python, C#

**Объем программы для ЭВМ:** 77 МБ

РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ



## СВИДЕТЕЛЬСТВО

о государственной регистрации программы для ЭВМ

№ 2021665534

АРГО МБ

Правообладатель: *Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Сибирский государственный университет путей сообщения» (RU)*

Автор(ы): *Засухин Илья Витальевич (RU)*

Заявка № 2021664856

Дата поступления 22 сентября 2021 г.

Дата государственной регистрации

в Реестре программ для ЭВМ 28 сентября 2021 г.



Руководитель Федеральной службы  
по интеллектуальной собственности

Г.П. Низнев



ОАО «РЖД»  
**ЦЕНТРАЛЬНАЯ ДИРЕКЦИЯ  
 ИНФРАСТРУКТУРЫ**

**УПРАВЛЕНИЕ ПУТИ И  
 СООРУЖЕНИЙ**

Каланчевская ул., 35, г. Москва, 107174,  
 Тел.: (499) 262-73-51, факс: (499) 262-35-50,  
 E-mail: cyganovans@center.rzd

*12 октября 2022 г.* № *Б/М*

На № \_\_\_\_\_ от \_\_\_\_\_

### СПРАВКА

**о внедрении результатов диссертационной работы Засухина И.В.  
 «Пространственный расчет металлических пролетных строений с учетом  
 местных деформаций плиты балластного корыта»**

Настоящей справкой подтверждается практическое использование результатов исследований Засухина И.В. при разработке «Руководства по определению грузоподъемности металлических пролетных строений железнодорожных мостов». Руководство введено в действие распоряжением ОАО «РЖД» от 10 февраля 2021 г. № 250/р.

Работа выполнена в рамках плана научно-технического развития ОАО «РЖД» при взаимодействии с АО «НИИ мостов» и ФГБОУ ВО СГУПС согласно договору от 6 октября 2014 г. № 178/1.

Начальник отдела оценки технического  
 состояния инженерных сооружений



А. А. Никулин



ФИЛИАЛ АО «РОСЖЕЛДОРПРОЕКТ»  
Сибирский институт по проектированию  
инженерных сооружений и промышленных  
предприятий путевого хозяйства и  
геологическим изысканиям  
«СИБГИПРОТРАНСПУТЬ»

ул. Дмитрия Шапурина, д.8  
г. Новосибирск, Россия, 630004  
тел.: (383) 218-28-89, 218-28-84  
факс: (383) 222-33-91  
e-mail: sibgipr@zdp.ru  
www.zdp.ru

№ \_\_\_\_\_  
На № \_\_\_\_\_ от \_\_\_\_\_

### СПРАВКА

#### о внедрении результатов диссертационной работы Засухина И.В. «Пространственный расчет металлических пролетных строений с учетом местных деформаций плиты балластного корыта»

Настоящей справкой подтверждается практическое использование результатов исследований Засухина И. В. при обследовании и испытании железнодорожных мостов участка Ангаракан-Казанкан на Восточно-Сибирской железной дороге по договору № 1129 от 12.12.2019 между Федеральным государственным бюджетным образовательным учреждением высшего образования «Сибирский государственный университет путей сообщения» и Сибирского института по проектированию инженерных сооружений и промышленных предприятий путевого хозяйства и геологическим изысканиям «Сибгипротранспуть» - филиала Акционерного общества «Росжелдорпроект».

Результаты исследований позволили установить условия пропуска по обследованным и испытанным сооружениям.

И.о. директора «Сибгипротранспуть» – \_\_\_\_\_  
филиал АО «Росжелдорпроект»



П.Ю. Моськин



РОСЖЕЛДОР  
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ  
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ

**«СИБИРСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ  
ПУТЕЙ СООБЩЕНИЯ» (СГУПС)**

Дуся Ковальчук ул., д. 191 г. Новосибирск, 630049 тел.: (383) 328-04-70, 328-05-75 факс: (383) 226-79-78 e-mail: public@stu.ru http://www.stu.ru

ОГРН 1025401011680 ИНН / КПП 5402113155 / 540201001 ОКПО 01115969

13.10.22 № 2408  
на № \_\_\_\_\_ от \_\_\_\_\_

В диссертационный совет  
99.2.054.02

### СПРАВКА

о внедрении результатов диссертационной работы Засухина И.В.  
«Пространственный расчет металлических пролетных строений с учетом местных деформаций плиты балластного корыта»

Настоящим актом подтверждается практическое использование в учебном процессе федерального государственного бюджетного образовательного учреждения высшего образования «Сибирский государственный университет путей сообщения» на кафедре «Мосты» факультета «Мосты и тоннели» основных результатов диссертационной работы Засухина И. В. «Пространственный расчет металлических пролетных строений с учетом местных деформаций плиты балластного корыта».

Результаты, полученные Засухиным И. В. В ходе работы над диссертацией, нашли применение в рамках дисциплины «Проектирование мостов» и дипломного проектирования студентов по специальности 23.05.06 «Строительство железных дорог, мостов и транспортных тоннелей», специализация № 3 «Мосты».

Проректор по учебной работе  
канд. техн. наук, доцент



*(Handwritten signature)*

А. А. Новоселов

Зав. каф. «Мосты»  
канд. техн. наук, доцент

А. Н. Яшнов