Министерство образования и науки Украины

Национальный транспортный университет

На правах рукописи

МАЛЬГИН МИХАИЛ ГЕННАДЬЕВИЧ

УДК 624.21

МОДЕЛИРОВАНИЕ ВЫНОСЛИВОСТИ СВАРНЫХ УЗЛОВ МОСТОВ ПО ЛОКАЛЬНЫМ НАПРЯЖЕНИЯМ

05.23.17 - строительная механика

Диссертация

на соискание научной степени кандидата технических наук

Научный руководитель: Медведев Константин Владимирович, кандидат физико-математических наук, доцент

Идентичность всех экземпляров диссертации ПОДТВЕРЖДАЮ: ученый секретарь специализированного ученого совета Д 26.059.02

Каськив В.И.

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	5
РАЗДЕЛ 1 ПРОБЛЕМА УСТАЛОСТНОЙ ДОЛГОВЕЧНОСТИ	
СВАРНЫХ УЗЛОВ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ МОСТОВ	13
1.1 Термины и определения	13
1.2 Анализ усталостных повреждений сварных узлов пролетных	
строений мостов в процессе эксплуатации	14
1.3 Анализ основных причин появления усталостных повреждений в	
сварных узлах пролетных строений мостов	23
1.4 Нормативные методы расчета на выносливость сварных узлов	
мостов	33
1.5 Анализ публикаций по проблеме расчета сварных узлов на	
выносливость по локальным напряжениям	40
1.5.1 Существующие модели расчета локального напряженно-	
деформированного состояния сварных узлов конструкций	40
1.5.2 Существующие модели назначения расчетных характеристик	
сопротивления усталости сварных узлов по локальным напряжениям	46
1.6 Формулировка задачи исследования	54
1.7 Цель и задачи исследования	56
1.8 Выводы по разделу 1	56
РАЗДЕЛ 2 МОДЕЛИРОВАНИЕ ЛОКАЛЬНОГО НАПРЯЖЕННО-	
ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ СВАРНЫХ УЗЛОВ	
МОСТОВ	58
2.1 Модель расчета локальных напряжений в сварных узлах мостовых	
конструкций на основе фрагментарного объединения	58
2.2 Исследование объединения модели из стержневых конечных	
элементов с фрагментом модели из оболочечных конечных элементов	67
2.3 Исследование объединения фрагмента модели из оболочечных	
конечных элементов с фрагментом модели из трехмерных конечных	

Элементов 84	4
2.4 Выводы по разделу 2 92	2
РАЗДЕЛ 3 МОДЕЛЬ НАЗНАЧЕНИЯ РАСЧЕТНЫХ	
ХАРАКТЕРИСТИК СОПРОТИВЛЕНИЯ УСТАЛОСТИ	
СВАРНЫХ УЗЛОВ МОСТОВ ПО ЛОКАЛЬНЫМ	
НАПРЯЖЕНИЯМ 93	3
3.1 Исследование закономерностей распределения локальных	
напряжений в сварных соединениях 93	3
3.1.1 Методика проведения исследования 93	3
3.1.2 Исследование закономерностей распределения напряжений в	
зоне сварных соединений 97	7
3.2 Назначение расчетных характеристик сопротивления усталости по	
локальным напряжениям 10	04
3.3 Сопоставительный анализ расчетной долговечности сварных	
узлов с результатами эксперимента 10	07
3.3.1 Методика проведения сопоставительного анализа 10	07
3.3.2 Долговечность сварных узлов в условиях простого	
переменного напряженно-деформированного состояния 10	09
3.3.3 Долговечность сварных узлов в условиях сложного	
переменного напряженно-деформированного состояния 1	15
3.3.3.1 Плоское напряженно-деформированное состояние 1	15
3.3.3.2 Объемное напряженно-деформированное состояние 12	26
3 4 Выволы по разлелу 3 12	31
РАЗЛЕЛ 4 ИССЛЕЛОВАНИЕ РЕСУРСА СВАРНЫХ УЗЛОВ	01
ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ МОСТОВ ПО ЛОКАЛЬНЫМ	
НАПРЯЖЕНИЯМ	33
4.1 Методика проведения исследования ресурса сварных узлов	20
пролетных строений по локальным напряжениям 1	33
	21

4.1.2 Назначение схемы подвижной нагрузки	136
4.1.3 Исследование локальных напряжений в сварных узлах	141
4.1.4 Определение расчетного ресурса пролетных строений	141
4.2 Ресурс сварного узла цельносварного балочного	
сплошностенчатого пролетного строения	142
4.3 Ресурс сварного узла решетчатого пролетного строения	158
4.4 Выводы по разделу 4	164
РАЗДЕЛ 5 РАЗВИТИЕ ИНЖЕНЕРНОЙ МЕТОДИКИ РАСЧЕТА	
СВАРНЫХ УЗЛОВ МОСТОВ НА ВЫНОСЛИВОСТЬ	. 166
5.1 Инженерная методика расчета сварных узлов мостов на	
выносливость	. 166
5.2 Алгоритм расчета сварных узлов мостов на выносливость	172
5.3 Пример расчета ресурса железнодорожного пролетного строения	
с ортотропной плитой проезжей части	175
5.4 Выводы по разделу 5	185
ВЫВОДЫ	187
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	189
ПРИЛОЖЕНИЕ А РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ	
СОПРОТИВЛЕНИЯ УСТАЛОСТИ СВАРНЫХ ОБРАЗЦОВ	204
ПРИЛОЖЕНИЕ Б АВТОРСКИЕ СВИДЕТЕЛЬСТВА	211

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы. В сварных узлах конструкций, которые отвечают техническим условиям на их изготовление и эксплуатацию, в процессе проектных сроков службы возникают трещины усталости [11, 33, 66, 69, 80, 103–105, 118, 119, 121, 123, 125, 129, 137, 139, 145, 146, 149, 153, 155, 159]. Для поддержки конструкций в исправном состоянии разрабатываются правила их ремонта и эксплуатации. Проблема повышения надежности элементов железнодорожных и автодорожных мостов является одной из наиболее актуальных. Согласно данным [20], на сегодняшний день примерно из 300 металлических пролетных строений мостов, эксплуатируемых на железных дорогах Украины, 100 пролетных строений являются дефектными, из-за наличия в них трещин усталости. По данным [31, 33, 105, 121] трещины усталости в сварных узлах металлических автодорожных и железнодорожных мостов появляются через 3 – 20 лет после начала их эксплуатации. Наличие в узлах усталостных повреждений может приводить к ограничениям в эксплуатации мостовой конструкции и аварийному состоянию всего сооружения в целом.

Основной причиной появления трещин усталости является то, что уже на стадии проектирования мостов недостаточно полно учитывается фактическая работа элементов конструкций при эксплуатационной нагрузке. Экспериментальные и численные исследования [3, 17, 20, 26, 49, 69, 81, 107, 121, 131, 133, 149, 153] эксплуатационной нагруженности элементов мостов показывают, что в местах обнаружения усталостных повреждений может возникать сложное локальное напряженно-деформированное состояние (НДС) НДС элементов. Закономерность возникновения сложного локального обусловлена двумя основными факторами: конструктивным и силовым, а именно, особенностями схемно-конструктивных форм узла и способом нагружения его элементов при эксплуатации. Например, нагружение элементов сварных узлов может характеризоваться тем, что в процессе прохождения транспортного средства по мосту реализовывается пространственный изгиб элементов,

стесненное кручение элементов, а также комбинация действия касательных и нормальных напряжений в плоскости элементов. В зависимости от принятых схемно-конструктивных решений узлов мостовой конструкции и положения на ней транспортного средства, комбинация локальных силовых факторов поразному проявляется в сварных узлах. В железнодорожных пролетных строениях мостов, наиболее часто, сложное локальное НДС возникает в стенках балок, в местах прикрепления поперечных ребер жесткости, а в автодорожных мостах – в узлах ортотропных плит проезжей части.

Нормативная модель расчета мостов на выносливость не позволяет учесть влияние сложного локального НДС. Согласно нормам проектирования, расчет мостов сводится к определению в потенциально опасных местах номинальных (общих) напряжений, действующих в расчетных сечениях несущего элемента НДС конструкции. Проявление сложного локального В элементах не рассматривается, может приводить неправильному ЧТО К назначению конструктивных решений сварных узлов. Поэтому задача совершенствования модели расчета сварных узлов мостов на выносливость, с учетом локальной работы их элементов, является актуальной и имеет важное практическое значение. При решении поставленной задачи важным является развитие использования метода конечных элементов (МКЭ) для определения локальных переменных напряжений в потенциально опасных зонах сварных узлов мостовых конструкций, а также расчетных характеристик сопротивления усталости (ХСУ).

Связь работы с научными программами, планами, темами. Основные исследования экспериментального, теоретического и прикладного характера выполнены в рамках научно-исследовательских работ отдела прочности сварных конструкций Института электросварки им. Е.О. Патона НАН Украины, а также на кафедре мосты и тоннели Национального транспортного университета: по теме 3,87 / 1 «Встановити закономірності зародження і розвитку втомного руйнування зварних з'єднань термічно зміцнених алюмінієвих сплавів та розробити методологію оцінки і подовження ресурсу конструкцій залізничних транспортних засобів з тривалою наробкою» (2010 – 2012 гг.) по номеру государственной

регистрации 0110U002738; по теме «Проведення досліджень напруженодеформованого стану модернізованих зварюванням елементів проїзної частини металевих залізничних мостів та надання висновків стосовно їх залишкового експлуатаційного ресурсу» (договор 121/10-ЦТех-266/2010-ЦЮ от 29.07.2010 г.); по теме «Розвиток методів комп'ютерного моделювання динаміки пружного тіла під дією рухомого навантаження» (Проект № Ф40. 1/034) по номеру государственной регистрации 0111U004923; по теме №3 «Теоретичні засади гг.) ресурсу транспортних споруд» (2011 2013 оцінки — ПО номеру государственной регистрации 0111U000095.

Цель и задачи исследования. Цель исследования заключается в разработке модели расчета сварных узлов стальных мостов на выносливость с учетом локального напряженно-деформированного состояния в потенциально опасных зонах.

Для достижения поставленной цели были решены следующие задачи:

 выполнить анализ современного состояния проблемы усталостной долговечности сварных узлов металлических мостов;

– разработать конечно-элементную модель для расчета локальных переменных напряжений в сварных узлах мостов;

 – разработать модель назначения расчетных характеристик сопротивления усталости сварных узлов на основе локальных напряжений;

 исследовать ресурс усталостной долговечности металлических пролетных строений мостов на основе локальных переменных напряжений;

 усовершенствовать инженерную методику расчета сварных узлов мостов на выносливость;

выполнить сравнительные эксперименты для обоснования предложенной модели расчета на выносливость.

Объектом исследования является процесс усталостных разрушений сварных узлов мостовых конструкций при действии эксплуатационных переменных нагружений.

Предметом исследования являются модели определения усталостной долговечности сварных соединений конструкций.

Методы исследования. В процессе исследования использован комплекс взаимодополняющих общенаучных и специальных методов: метод конечных элементов, реализованный в программных комплексах ЛИРА, ANSYS; испытание конструкций тензометрическим методом; методы прогнозирования усталостной долговечности.

Научная новизна полученных результатов. Основной научный результат исследований заключается в развитии теоретических и практических аспектов определения ресурса транспортных сооружений. Научная новизна заключается в следующем:

впервые:

 – разработана модель расчета сварных узлов мостов на выносливость по локальным напряжениям, которая включает в себя модели эксплуатационных нагрузок, определения переменных напряжений и характеристик сопротивления усталости;

 предложена новая модель назначения расчетных характеристик сопротивления усталости сварных узлов конструкций по локальным напряжениям и обоснована эффективность ее применения на основе сравнения с другими аналогами и натурными экспериментами;

усовершенствована инженерная методика расчета на выносливость сварных узлов мостов, что позволяет повысить достоверность прогнозирования их усталостного ресурса;

получили дальнейшее развитие исследования конечно-элементного моделирования локального НДС сварных узлов конструкций на основе использования системы «абсолютно жестких тел».

Практическое значение научных результатов заключается в том, что разработанная модель расчета на выносливость по локальным напряжениям позволяет достовернее определять усталостную долговечность мостовых конструкций с учетом многовариантной проработки различных схемно-

конструктивных решений сварных узлов и позволяет снизить расходы материалов в конструкции. Усовершенствованная инженерная методика расчета сварных узлов мостов на выносливость позволяет устранить неопределенности: отсутствие в нормах проектирования мостов соответствующей группы элементов сварного узла (категории деталей); влияние сложного НДС элементов узлов.

Материалы исследований были внедрены в ПАО «Киевсоюздорпроект» и ООО «Киевстройпроект» при проектировании и выполнении проверочных расчетов на выносливость пролетных строений мостов.

Личный вклад соискателя. Результаты научных исследований, представленные в работе, получены соискателем самостоятельно и выносятся к защите впервые. В опубликованных научных работах соискателю принадлежит: [3, 4, 6 – 9] – анализ основных факторов, влияющих на формирование сложного локального НДС в потенциально опасных зонах сварных узлов мостов, [1, 2, 5] разработка методики построения конечно-элементной модели для расчета локальных переменных напряжений в сварных узлах мостов, [5, 7, 10] разработка методики назначения расчетных характеристик сопротивления усталости сварных узлов на основе локальных напряжений, [3, 7, 9] исследование ресурса усталостной долговечности металлических пролетных строений мостов на основе локальных переменных напряжений, [7, 9, 10] усовершенствование инженерной методики расчета сварных узлов мостов на выносливость и выполнение сравнительных экспериментов.

Апробация результатов диссертации. Результаты диссертационной работы и ее основные положения докладывались и обсуждались на конференциях и семинарах:

Наукова конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та працівників відокремлених структурних підрозділів університету (г. Киев, 2009, 2011, 2012, 2013 гг.);

Международный конкурс научно-исследовательских студенческих работ с использованием программных комплексов ЛИРА (г. Киев, 2010, 2012 гг.);

Міжнародна науково-практична конференція, Сер. «Техніка, Технологія» (г. Киев, 2011 г.);

Науково-технічна конференція молодих вчених та спеціалістів «Зварювання та споріднені технології» (г. Киев, 2011, 2013 гг.); 4 международная научнопрактическая конференция по пешеходным мостам «Footbridge 2011» (Польша, г. Вроцлав, 2011 г.);

Международная научно-практическая конференция «Мосты и тоннели: теория, исследования, практика» (г. Днепропетровск, 2011, 2012, 2013 гг.);

Международная конференция MIDAS по проектированию мостов (г. Москва, 2013 г.);

Семинар по проектированию мостов «Seminar and Workshop for BRIDGE ENGINEERING» (Индонезия, г. Джакарта, 2013 г.).

Список опубликованных работ по теме диссертации.

Статьи в изданиях иностранных государств:

1. Malgin M. Analysis of the footbridge of the Boryspil airport traffic interchange / M. Malgin, K. Medvediev // Attractive structures at reasonable costs. – Poland, 2011. – P. 904-910.

2. Мальгин М.Г. Верификация методики компьютерного моделирования взаимодействия железнодорожных экипажей и мостов / М.Г. Мальгин, Г.В. Михеев, Е.А. Круговова, В.И. Кирьян // Вестник ВНИИЖТ. – Москва, 2011. – №5. – С. 29-33.

Статьи в научных изданиях:

3. Мальгин М.Г. Оценка влияния отклонений от проектных решений в конструкции ортотропной плиты металлического пролетного строения на НДС и усталостную долговечность / М.Г. Мальгин, Л.Н. Безпалов // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. – К: НТУ, 2009. – Вип. 77. – С. 9-15.

4. Мальгин М.Г. Пути обеспечения нормативного ресурса пролетных строений мостов / М.Г. Мальгин, В.И. Кирьян // Вісник Дніпропетровського

національного університету залізничного транспорту імені академіка В.Лазаряна. – Дніпропетровськ, 2011. – № 39. – С. 55-59.

5. Мальгин. М.Г. Расчет локальных напряжений в зонах сварных соединений крупногабаритных пространственных конструкций / М.Г. Мальгин, В.И. Кирьян, В.И. Дворецкий // Автоматическая сварка. – Киев, 2012. – №4. – С. 3-7.

6. Мальгин М.Г. Расчет на усталость сварных узлов ортотропных плит металлических пролетных строений мостов по локальным напряжениям / М.Г. Мальгин, В.И. Кирьян // Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В.Лазаряна. – Дніпропетровськ, 2011. – № 39. – С. 91-97.

7. Мальгин М.Г. Модель расчета мостовых конструкций на усталость по локальным напряжениям / М.Г. Мальгин, К.В. Медведев // Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. – Дніпропетровськ, 2014. – №6. – С. 89-102.

Опубликованные работы апробационного характера:

8. Мальгин М.Г. Анализ переменных напряжений в сварных узлах пролетных строений системы "Мост-поезд" / М.Г. Мальгин, В.И. Дворецкий, Г.В. Михеев, Е.А. Круговова // Проблемы и перспективы развития железнодорожного транспорта: Тезисы 73 Международной научно-практической конференции. – Д.: ДИИТ, 2013. – С. 120-123.

9. Мальгин М.Г. Анализ НДС и усталостной долговечности конструкции ортотропной плиты с учетом отклонений от проектных решений / М.Г. Мальгин // Тези доп. VI науково-технічної конференції молодих вчених та спеціалістів «Зварювання та споріднені технології». – Київ, 2011р. – С. 74.

10. Мальгин М.Г. Расчет усталостной долговечности сварных пролетных строений мостов на основе локальных напряжений / М.Г. Мальгин, В.И. Дворецкий // Проблемы и перспективы развития железнодорожного транспорта: Тезисы 73 Международной научно-практической конференции. – Д.: ДИИТ, 2013. – С.183.

Основная часть работы выполнена на базе исследований проводимых в 2009 – 2013 годах в отделе прочности сварных конструкций Института электросварки им. Е.О. Патона Национальной академии наук Украины. Закончена работа в Национальном транспортном университете. Я искренне благодарю первого научного руководителю член-корр. НАН Украины, доктора технических наук Кирьяна Валерия Ивановича за его бесценный вклад в подготовку этой диссертационной работы.

РАЗДЕЛ 1 ПРОБЛЕМА УСТАЛОСТНОЙ ДОЛГОВЕЧНОСТИ СВАРНЫХ УЗЛОВ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ МОСТОВ

1.1 Термины и определения

В исследовании используются общепринятые термины, приведенные в действующих нормативных документах ДБН В.2.3-22-2009, ДБН В.1.2-15-2009, ДБН В.2.3-26:2010, ДБН В.2.6-163:2010 [13-16]. Область исследований, которой посвящена диссертация, в последние десятилетия стремительно развивается, появляются новые теоретические подходы, что, в свою очередь, вызывает появление новых терминов. Чтобы исследование имело четкую трактовку, ниже приводится пояснение некоторых новых терминов в теории сооружений, которыми автор оперирует в работе.

Номинальные напряжения – напряжения, действующие в поперечных сечениях элементов конструкции, полученные на основе гипотезы плоских сечений и гипотезы ненадавливания продольных волокон.

Сложное напряженно-деформированное состояние – напряженнодеформированное состояние, вызванное пространственным изгибом элементов, стесненным кручением, либо одновременным действием нормальных и касательных напряжений в плоскости элемента.

Локальные напряжения (имеется в виду локальные напряжения в сварных узлах) — напряжения, учитывающие влияние схемно-конструктивного решения сварного узла или соединения, а также сложный характер нагружения его элементов, которые не могут быть получены исходя из расчета номинальных напряжений.

Усталостное повреждение – отказ элемента (предельное состояние), при котором образовывается усталостная трещина в элементе глубиной 2 – 3 мм [46]

Усталостная долговечность (сопротивление усталости) – число циклов переменных напряжений, действующих в элементе до возникновения усталостного повреждения.

Характеристики сопротивления усталости – расчетные свойства элемента необходимые для определения усталостной долговечности [46].

Группа элементов – Совокупность элементов (деталей), состоящая из определенного набора однотипных элементов или соединений, имеющих обобщенные расчетные характеристики сопротивления усталости.

Потенциально опасная зона в сварном узле (соединении) – область, в которой имеется большая вероятность зарождения трещины усталости.

Ресурс – срок работы элемента в годах, в течение которого надежность и эксплуатационная пригодность удовлетворяют нормативным требованиям.

1.2 Анализ усталостных повреждений сварных узлов пролетных строений мостов в процессе эксплуатации

Металлические мосты, в последние десятилетия, практически не имеют преждевременных эксплуатационных отказов в результате потери прочности. потерей устойчивости элементов Отказы, связанные с мостов, бывают исключительно редко. Чаще всего отказы встречаются из-за наличия в мостовых конструкциях усталостных трещин. Несущие элементы пролетных строений мостов работают в сложных условиях многоциклового нагружения от действия При подвижных нагрузок. проектировании мостов закладывается ИХ определенный эксплуатационный срок службы, гарантирующий безотказную работу сооружения, с учетом его текущего содержания и осмотра. Однако, мировая практика эксплуатации мостовых конструкций показывает, что трещины усталости, в большинстве случаев, возникают в первые десятилетия эксплуатации пролетных строений, и в тех элементах и узлах, где их не ожидали, и даже не рассчитывали на выносливость.

В отечественном мостостроении, начиная с 50-х годов прошлого столетия, наиболее массовое появление усталостных повреждений в сварных узлах фиксируется в железнодорожных пролетных строениях, изготовленных по разным типовым проектам таких институтов как Трансмост, Стальмост, Лентрансмостроект, Ленгипротрансмост, Гипротрансмост, Трансмостпроект [11, 31, 33, 64]. Это балочные сполошностенчатые пролетные строения с ездой поверху и понизу, сталежелезобетонные пролетные строения, а также решетчатые пролетные строения с ездой поверху и понизу. Типовые пролетные строения можно условно разделить на две группы:

 первая – цельносварные пролетные строения периода массового внедрения сварки в мостостроении (50-е годы);

 вторая – болтосварные пролетные строения, изготовленные по типовым проектам 60-х и 70-х годов.

Освидетельствование пролетных строений мостов, начиная со второй половины прошлого столетия, проводилось сотрудниками различных организаций, таких как: НИИ мостов, ЛИИЖТ, ВНИИЖТ, «Укрзализныця», ИЭС им. Е.О. Патона НАНУ и других [11, 31, 64]. В подавляющем большинстве трещины усталости различной длины обнаруживаются именно в сварных узлах. Типы трещин усталости в узлах и элементах типовых пролетных строений первой и второй группы приведены в таблице 1.1.

Таблица 1.1 – Типы трещин усталости в сварных узлах типовых пролетных строений первой и второй группы [11, 31, 33, 64]

Тип	Местоположение трешин			
трещин	местоположение трещин			
Т1	По швам прикрепления фасонок к верхним элементам поперечных			
11	связей			
то В металле верхних горизонтальных фасонок поперечных				
12	началом от трещины Т1			
Т3	В сварных швах прикрепления фасонок верхних связей к поясам			
T4	В швах прикрепления вертикальных ребер жесткости к верхним			
	поясам балок			
Т5	Во фланговых швах прикрепления диагоналей верхних продольных			
15	связей			

Тип	Местоположение тренции				
трещин	местоположение трещин				
Т6 В швах прикрепления горизонтальных ребер жесткос вертикальным					
T8	В металле внутренних ребер жесткости у нижних граней фасонок				
ТО	В стенках балок у верхних концов швов вертикальных ребер				
17	жесткости				
T10	То же у нижних концов вертикальных ребер жесткости				
T11	В металле внутренних вертикальных ребер жесткости, расположенных в плоскостях поперечных связей, у наружных концов швов прикрепления горизонтальных ребер				
T12	В металле вертикальных ребер жесткости у верхних поясов				
T13	В стенках балок по зоне сплавления верхнего поясного шва в створе вертикальных ребер жесткости				
T14	В верхних поясах продольных балок проезжей части над вертикальными ребрами жесткости				
T15	В стенках балок в уровне нижнего высокопрочного болта опорного				
уголкового реора жесткости					
T16	В стенках балок по зоне сплавления верхнего поясного шва между				
	вертикальными реорами жесткости				
T17	В стенках продольных балок проезжей части открытых пролетных				
	строений по зоне сплавления верхнего поясного шва				

В пролетных строениях первой группы наиболее повреждаемыми оказались сварные узлы прикрепления продольных и поперечных связей к главным балкам (рис. 1.1). В этих узлах усталостные трещины вначале зарождаются в сварных соединениях прикрепления вертикальной фасонки к ребру жесткости и поперечному элементу связей. В последствии обнаруживались трещины типа T7, T8, T9 и обнаруживались они уже после начала эксплуатации. В этих же пролетных строениях обнаруживались многочисленные трещины типа T2, T3 и T5, которые в отдельных случаях приводили к отрыву фасонок от поясов.



Рисунок 1.1 – Места зарождения трещин усталости в сварных узлах пролетных строений (проекта 50-х годов): а – в узлах поперечных связей; б – в узлах продольных связей

Пролетные строения, изготавливаемые по проектам второй группы, подвергаются усталостным повреждениям в первые годы эксплуатации. Наблюдаются они, в основном, в стенке главных балок. Эти трещины характерны для всех типовых пролетных строений этой группы и являются наиболее опасными.

В балочных пролетных строениях с поперечными ребрами жесткости приторцованными к поясам с помощью «сухариков» (ТП №541, №821), а также в продольных балках балочной клетки пролетных строений со сквозными фермами (ТП №690), трещины усталости берут начало от концов сварных швов (трещина Т9, Т10), прикрепляющих поперечные ребра к стенкам (рис. 1.2). Они распространяются вначале по стенкам параллельно поясам, а затем могут изгибаться или даже ветвиться на две трещины. В случае приварки вертикальных ребер к верхним (сжатым) поясам балок (ТП №541), трещины возникают первоначально в этих швах (трещина Т4), либо в самих ребрах (трещина T12). Также особо опасными для эксплуатации являются трещины, которые появляются в стенках балок по зоне сплавления верхнего поясного шва в створе вертикальных ребер жесткости (трещина типа Т13). Когда имеются продольные ребра к поперечным (трещины Т6). Далее трещины развиваются в основном металле поперечных ребер. В узлах типовых сталежелезобетонных пролетных строений

(ПП №739) образуются и развиваются трещины типа Т9 и Т13, которые обнаруживаются около верхних поясов только в местах расположения опорных ребер жесткости, не прикрепленных к верхним поясам (рис. 1.26). Трещины типа Т9 имеют направление параллельно поясам или с небольшим наклоном. Также наблюдаются трещины типа Т13, которые зарождаются по линии сплавления поясного шва. В узлах балочных сплошностенчатых пролетных строений с ездой понизу (ТП №563) образуются и развиваются усталостные трещины четырех типов (рис. 1.3). Трещины типа Т15 возникают в стенке балки в уровне нижнего болта прикрепления опорного ребра жесткости. Трещины типа Т13 возникают в балок по зоне сплавления верхних поясных стенках ШВОВ В створе промежуточных вертикальных ребер жесткости. Также эти трещины зарождаются в среднем отсеке балки вне створа вертикальных ребер жесткости (Т16). Трещины типа Т17 появляются в стенках продольных балок проезжей части по зоне сплавления верхнего поясного шва и могут поворачивать в сторону нижнего пояса под углом примерно 45°. Развитие трещин начинается от выреза участка стенки в месте прикрепления ее к поперечной балке.



Рисунок 1.2 – Типы трещин усталости в элементах сварных пролетных строений изготовленных по проектам 60-х и 70-х годов: а – ТП №541, ТП №821, ТП №690; б – ТП № 739



Рисунок 1.3 – Типы трещин усталости в узлах сплошностенчатых пролетных строений с ездой понизу, изготовленных по ТП № 563

Анализ результатов освидетельствования эксплуатационного состояния типовых пролетных строений первой и второй группы показал, что трещины усталости зарождаются как в первые десятилетия эксплуатации, после 3 – 7 лет эксплуатации, так и после 30 – 40 лет от начала эксплуатации.

Результаты освидетельствования железнодорожных мостов различными исследовательскими организациями в Японии, Швейцарии, Норвегии, Германии и США [66, 103, 104, 117, 121, 137, 139, 146, 152] также свидетельствуют о том, что в сварных узлах появляются многочисленные усталостные повреждения на ранних сроках эксплуатации. В пролетных строениях железнодорожных мостов места зарождения трещин аналогичны описанным выше (рис. 1.4).



Рисунок 1.4 – Трещины усталости в стенках главных балок в зоне прикрепления поперечных ребер Т9 (а), Т10 (б), Т17 (в) в железнодорожных пролетных строениях за рубежом

В работах [69, 80, 118, 119, 125, 129, 149, 155, 159] отмечается, что массовому зарождению трещин усталости подвержены не только Наиболее железнодорожные мосты, но автодорожные. И часто ОНИ образовываются в узлах главных балок сталежелезобетонных пролетных строений и металлических пролетных строениях с ортотропными плитами проезжей части.

В главных балках автодорожных пролетных строений трещины усталости фиксируются в узлах приварки вертикальных ребер жесткости и поперечных балок к главным балкам (рис. 1.5а), у окончания шва приварки не доведенного до пояса поперечного ребра к стенке (рис. 1.56), приварки связей к фасонкам (рис. 1.5в), приварки фасонок и поясов поперечных балок к стенкам главных балок (рис. 1.5г), приварки пояса к стенке в местах изменения высоты сечения главных балок (рис. 1.5д) и в других местах. При этом, по данным [121], наиболее массовый характер появления трещины усталости в узлах главных балок автодорожных мостов фиксируются в США и Японии в последние десятилетия. Зарубежный опыт также показывает, что трещины усталости в сварных узлах имеют преждевременный характер зарождения на ранних сроках эксплуатации мостов. В таблице 1.2 обобщены наиболее распространенные места образования усталостных трещин и срок службы мостов до их образования. В ортотропных плитах проезжей части трещины усталости наиболее часто наблюдаются в мостах, эксплуатируемых в Японии, США и Европейских странах. По данным [105, 121, 123, 145, 153] трещины зарождаются у шва приварки продольных ребер жесткости к листу настила (рис. 1.6а), в продольных ребрах жесткости у кромки выреза в стенке поперечной балки (рис. 1.66), в стенке поперечной балки у окончания шва приварки продольного ребра (рис. 1.6в). На рис. 1.6г схематически обобщены трещины усталости, возникающие в элементах сварных узлов ортотропной плиты проезжей части автодорожных мостов. Как показывает практика эксплуатации таких конструкций, усталостные трещины в сварных узлах начинают образовываться после 7 – 20 лет. Наиболее повреждаемыми и

20

сложными при конструировании являются узлы пересечения продольных ребер жесткости и поперечных балок.





Рисунок 1.5 – Трещины усталости в сварных узлах пролетных строений автодорожных мостов

Таблица 1.2 – Трещины усталости в сварных узлах мостовых конструкций за рубежом и срок эксплуатации мостов до образования трещин

Место образования трещины усталости	Срок службы моста до образования трещины, лет
Сварной шов прикрепления пояса к стенке в местах изменения высоты сечения главных балок	13 - 30
Нижний пояс главной балки в зоне шва приварки дополнительного горизонтального листа	1 – 24
У окончания шва приварки поперечного ребра к стенке главной балки	2 – 26
В зоне прикрепления фасонок к стенке главной балки	7 – 14
В сварных узлах прикрепления поперечных балок к главным балкам	5 - 20
Прикрепление продольных ребер к стенкам балок	9-20





г)

Рисунок 1.6 – Места зарождения трещин усталости в узлах ортотропных плит проезжей части автодорожных мостов

Таким образом, практика эксплуатации металлических пролетных строений мостов показывает, что трещины усталости имеют массовый и преждевременных характер образования. Они зарождаются на ранних сроках эксплуатации, как в первые десятилетия, так и в последующие годы эксплуатации. Зарождение трещин и их дальнейшее развитие, в условиях эксплуатационной нагруженности элементов, может привести к значительному снижению срока службы мостов и даже к аварийному состоянию. Это в свою очередь приводит к значительным материальным затратам на реконструкцию и содержание мостов, а также к необходимости проведения мер по повышению их эксплуатационного ресурса [21, 22, 31, 64].

Появление трещин в мостах характеризуется превышением уровня действующих переменных усилий в элементах их характеристик сопротивления усталости, которые назначаются исходя из требований норм проектирования. Это указывает на то, что на стадии проектирования мостов, в расчетах на выносливость, учитываются не все факторы, которые могут воздействовать на элементы пролетного строения в процессе эксплуатации. Таким образом, целесообразным является проведение анализа причин появления преждевременных усталостных повреждений в сварных узлах пролетных строений мостов.

1.3 Анализ основных причин появления усталостных повреждений в сварных узлах пролетных строений мостов

Основной причиной появления трещин усталости в различных сварных узлах пролетных строений мостов является несоблюдение условия:

$$N < R, \tag{1.1}$$

где *N* – воздействие внешних переменных нагрузок на элемент;

R – несущая способность элемента по условиям усталости (расчетные характеристики сопротивления усталости).

Анализ исследований [11, 31, 64] причин возникновения усталостных повреждений в типовых пролетных строениях железнодорожных мостов показывает, что в их сварных узлах могут присутствовать различные технологические дефекты в виде: непроваров, шлаковых включений, подрезов, пор и др. Дефекты встречаются как в несущих элементах конструкций (пояса главных балок), так и в связующих элементах (фасонки связей). Как показывают данные лабораторных испытаний [30, 60, 61], технологические дефекты значительно снижают сопротивление усталости сварных соединений, особенно в том случае, когда они располагаются в поле высоких растягивающих остаточных напряжений. В таблице 1.3 приводятся значения допустимых размахов напряжений в сварных соединениях с различными типами дефектов. Исходя из

приведенных данных видно, что с увеличением размеров дефектов в сварных швах, выносливость соединения значительно снижается.

Таблица	1.3 –	Допустимый	размах	переменных	напряжений	B	дефектных
соединениях [3	30, 60,	61]					

	Допустимый размах напряжений при
Типы дефекта	$2 \cdot 10^6$ циклов нагружения с
	вероятностью не разрушения 0,95
Стыковое соединение с подрезами	
(толщина основного метала 20 – 30	
мм):	
a) глубина подреза 1 – 1,5 мм, низкий	104 MПа
уровень остаточных напряжений	
б) глубина подреза 2 – 3,5 мм, низкий	84 МПа
уровень остаточных напряжений	
г) глубина подреза 2 – 3,5 мм,	64 MПа
высокий уровень остаточных	
напряжений	
Стыковые соединения с непроварами	
до 10% от толщины основного	<i>11</i> МПа
металла и с высоким уровнем	44 IVIIIa
остаточных напряжений	

При прохождении эксплуатационной подвижной нагрузки по пролетному строению размахи переменных напряжений в сварных элементах должны быть ниже предельно допустимых размахов. Однако от обращающейся подвижной нагрузки, в ряде элементов пролетных строений, действующие переменные напряжения соизмеримы с предельным размахом напряжений для дефектных соединений и даже превышают их [31]. Например, уровень номинальных переменных напряжений в стыковом соединении пояса главной балки может достигать 60 – 80 МПа. В то время как допускаемый размах напряжений соединения, с неполным проплавлением до 10% от толщины элемента и с учетом растягивающих остаточных напряжений близких к пределу текучести основного металла, составляет около 40 МПа. Таким образом, трещины усталости в дефектных сварных соединениях могут образовываться незадолго после начала эксплуатации конструкции.

Вместе с тем, в пролетных строениях трещины усталости, в значительной мере, обнаруживаются не только в дефектных сварных соединениях, а и в качественных и даже в основном металле. Это указывает на то, что основные причины образования трещин усталости заключаются в проявлении влияния иных факторов, не учитываемых расчетами при проектировании мостов.

Исследованиями НДС элементов металлических пролетных строений мостов при обращающихся подвижных нагрузках, в рамках анализа причин зарождения усталостных трещин в мостах, занимались различные ученые, такие как Труфяков В.И., Дучинский Б.Н., Кондратов В.В., Дорошкевич А.А., Дворецкий В.И., Корнеев М.М., Битаев В.А., Путря Н.Н., Осипов В.О., Линник Г.О., Fisher J., Mertz D., Volchuk R. и другие [3, 17, 18, 25 – 27, 31, 49, 69, 81, 107, 118, 121, 131, 133, 149, 153]. Анализ результатов их исследований показывает, ЧТО которых обнаруживаются нагруженность сварных узлов, В трещины, характеризуется сложным НДС и колебаниями элементов. На рис. 1.7. приведены осциллограммы поперечных переменных напряжений в отсеках стенки главной балки цельносварного пролетного строения на деревянных поперечинах (ТП №821), полученные мостоиспытательной лабораторией при Укрзализныци [49]. Осциллограммы получены при прохождении железнодорожного состава состоящего из локомотива ВЛ-8 и 71 грузового вагона. Деформация стенки главной балки характеризуется тем, что в ее верхнем отсеке возникают растягивающие переменные поперечные напряжения, а в нижней – сжимающие, что соответствует S-образной форме изгиба стенки в поперечном направлении. То

есть, помимо общего изгиба стенки в ее плоскости при нагружении, возникает и поперечный изгиб.



Рисунок 1.7 – Осциллограмма поперечных переменных напряжений *σ_y* (кг/см²) в стенке главной балки железнодорожного пролетного строения (ТП №821) при прохождении грузового поезда [49]

Причина такой формы изгиба стенки связана с тем, что в конструкциях пролетных строений железнодорожных мостов предусмотрено эксцентричное расположение продольных осей рельсов относительно стенок главных балок (рис. 1.8а). Расстояние между осями стенок главных балок большинства типовых пролетных строений, как правило, 1900–2000 мм, а ширина железнодорожной колеи 1520 мм. Данное расстояние назначается исходя из условий обеспечения общей устойчивости пролетного строения. Натурные измерения НДС элементов показывают, что проезд каждой оси колеса тележки подвижного состава вызывает поперечный изгиб мостового бруса и, тем самым, приводит к повороту пояса и общему поперечному изгибу стенки из плоскости по всей ее высоте на участке между ребрами жесткости (рис. 1.8б), а также местному поперечному изгибу стенки в местах выреза у концов вертикальных ребер жесткости (рис. 1.8в). В последних, как показывает практика, образовываются трещины усталости, так как от местного изгиба, в стенке балки, в зоне сварных соединений, увеличиваются локальные напряжения. Также общий поперечный изгиб стенки балки по высоте между вертикальными ребрами жесткости вызывает поворот нижнего пояса и способствует колебанию стенки в отсеках. При характерных скоростях движения подвижного состава такие колебания могут быть резонансными, что приводит к увеличению амплитуды переменных напряжений в потенциально опасных местах сварных узлов в несколько раз.



Рисунок 1.8 – Общая и местная поперечная деформация стенки пролетного строения: а – поперечное сечение; б – Общая поперечная деформация стенки; в – местная поперечная деформации стенки в зоне выреза в поперечных ребрах

Также анализ исследований [7, 158] показывает, что при движении по мосту, подвижной состав совершает сложные колебания, главные формы которых – вертикальные колебания, а так же вертикальное и поперечное галопирование и боковая качка. Пространственные колебания подрессоренных частей экипажей обусловливают несбалансированную передачу давления колес на конструкцию, что приводит к несимметричному нагружению главных балок. Возникает кососимметричное деформирование пролетного строения (рис. 1.9). Результаты динамических испытаний [17] показывают, что при определенных скоростях лвижения поезда вертикальная нагрузка на главные балки передается неравномерно, с динамическим коэффициентом до 1,35. При этом в элементах, имеющих большую длину линии влияния (пояса балок), неравномерность действующих в них напряжений практически не сказывается. В элементах с

короткой линией влияния (верхние участки стенки балки), напряжения от местного воздействия могут увеличиваться в несколько раз.



Рисунок 1.9 – Пример пространственной деформации пролетного строения в результате несбалансированной передачи давления от колес экипажей

Таким образом, НДС стенки балки типового железнодорожного пролетного строения, при прохождении тележки вагона поезда, может быть представлено как:

$$\begin{pmatrix} \boldsymbol{\sigma}_{x} & \boldsymbol{\tau}_{xy} \\ \boldsymbol{\tau}_{xy} & \boldsymbol{\sigma}_{y} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \boldsymbol{\sigma}_{x}^{H} & \boldsymbol{\tau}_{xy}^{H} \\ \boldsymbol{\tau}_{xy}^{H} & \boldsymbol{\sigma}_{y}^{H} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \boldsymbol{\sigma}_{x}^{KP} & \boldsymbol{\tau}_{xy}^{KP} \\ \boldsymbol{\tau}_{xy}^{KP} & \boldsymbol{\sigma}_{y}^{KP} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \boldsymbol{\sigma}_{x}^{M} & \boldsymbol{\tau}_{xy}^{M} \\ \boldsymbol{\tau}_{xy}^{M} & \boldsymbol{\sigma}_{y}^{M} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \boldsymbol{\sigma}_{x}^{HH} & \boldsymbol{\tau}_{xy}^{HH} \\ \boldsymbol{\tau}_{xy}^{HH} & \boldsymbol{\sigma}_{y}^{HH} \end{pmatrix}, (1.2)$$

где $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ – полные напряжения в стенке балки;

 $\sigma_x^H, \sigma_y^H, \sigma_{xy}^H$ – напряжения (номинальные) от общего изгиба главных балок; $\sigma_x^{KP}, \sigma_y^{KP}, \sigma_{xy}^{KP}$ – напряжения, вызванные местным поперечным выгибом стенки из плоскости из-за кручения верхнего пояса при эксцентричном приложении нагрузки;

 $\sigma_x^M, \sigma_y^M, \sigma_{xy}^M -$ напряжения от местного сосредоточенного давления колес тележки вагона;

 $\sigma_x^{HH}, \sigma_y^{HH}, \sigma_{xy}^{HH}$ – напряжения, вызванные неравномерным нагружением экипажами железнодорожного состава.

В типовых сталежелезобетонных пролетных строениях (ТП №739) и пролетных строениях с ездой понизу (ТП №563) трещины усталости возникают также от местного изгиба вертикальной стенки в зоне прикрепления ребер жесткости. Однако стенка деформируется не от эксцентричности приложения нагрузки, а в силу иных особенностей работы конструкций.

Сталежелезобетонные пролетные строения, В которых массивная железобетонная плита проезжей части жестко прикреплена к главным балкам, лишены значительного кручения верхних поясов главных балок. Образованию и развитию трещин Т9 и Т13 (рис. 1.26) способствует отсутствие объединения верхних частей вертикальных ребер жесткости с верхним поясом балки. В результате местный изгиб стенки на длине выреза в ребрах жесткости проявляется поперечных смещений поясов под воздействием за счет горизонтальных колебаний пролетного строения [11].

В пролетных строениях с ездой понизу нагружение подвижной нагрузкой поперечных балок балочной клетки вызывает поворот главных балок внутрь пролетного строения, наряду с этим возникает и пространственная деформация элементов балочной клетки [11, 121]. В условиях отсутствия прикрепления вертикальных ребер жесткости к поясам главных балок проявляется местный выгиб стенки у выреза в ребрах. В результате в этих узлах так же появляются и развиваются трещины типа Т9 и Т13.

В свою очередь, результаты испытаний [26] показывают и то, что еще одним существенным фактором снижения сопротивления усталости в сварных узлах железнодорожных пролетных строений мостов является проявление вибраций элементов при движении поезда по мосту. Они проявляются вследствие волнообразного износа рельсов, неплотного опирания деревянных поперечин и железобетонных безбалластных мостовых плит, а также неправильного опирания главной балки пролетного строения на опорную часть. По данным исследований [60, 62], а также рекомендациям расчета снижения сопротивления усталости сварных соединений при поличастотном нагружении, долговечность в условиях эксплуатационного нагружения может снижаться в несколько раз.

Результаты натурных испытаний и численных исследований нагруженности пролетных строений автодорожных мостов, проведенные в США и Японии [121, 131, 153], показывают, что эксцентричное положение колеса транспортного средства на проезжей части относительно стенки главной балки вызывает местную деформацию плиты проезжей части (рис. 1.10а). Местная деформация плиты увеличивается с уменьшением ее толщины и увеличением ширины верхних поясов балок. В результате возникает кручение верхнего пояса, а также поперечная деформация вертикальной стенки в отсеках. Эта деформация, наряду с общим изгибом главных балок, приводит к возникновению сложного характера нагружения узлов прикрепления ребер жесткости к стенке балки, а также фасонок поперечных балок. Также сложное нагружение узлов возникает и от И несимметричного деформирования главных балок в составе пролетного строения в вертикальном направлении (рис. 1.10б). В случае когда поперечное ребро не доводится до пояса балки или не объединяется с ним, возникает местных изгиб стенки. Как следствие, в тех местах со временем образовываются трещины.



Рисунок 1.10 – Местная деформация плиты проезжей части (а) и вертикальная неравномерная деформация главных балок пролетного строения, вызывающая местный изгиб стенки (б)

Сложный характер нагружения элементов проявляется УЗЛОВ И В ортотропных плитах проезжей части автодорожных мостов. Натурные экспериментальные и численные исследования, проводимые в Америке, Японии, Украине и Европейских странах [3, 81, 116, 145] свидетельствуют о том, что нагруженность элементов узлов пересечения ребер жесткости орторопной плиты существенно зависит от положения колеса транспортного средства в пределах проезжей части. При воздействии колеса, расположенного над продольным ребром (рис. 1.11а), деформация узла пересечения продольного ребра с поперечной балкой характеризуется симметричным изгибом продольного ребра (рис. 1.12а) совместно с пространственным изгибом листа настила и поперечной балки (рис. 1.12б). В свою очередь, положение колеса между ребрами (рис. 1.11б) вызывает кососимметричное деформирование ребра (рис. 1.12в), возникает его кручение, которое передается на стенку поперечной балки. Вследствие этого возникает местный пространственный изгиб стенки ребра у выреза в поперечной балке (рис. 1.12г), а также увеличение локальных напряжений в зоне сварных соединений. Кручение ребра сказывается и на возникновение дополнительного давления на кромки стенки поперечной балки, что также приводит к увеличению в ней локальных напряжений в зоне сварных соединений. То есть проявляется сложное НДС элементов узла как раз в тех местах, где и образовываются трещины усталости.



Рисунок 1.11 – Возможное положение колеса автотранспорта в пределах проезжей части: а – над продольным ребром жесткости; б – между ребрами жесткости



Рисунок 1.12 – Деформация узла пересечения продольного ребра и поперечной балки ортотропной плиты при разных положениях колеса автотранспорта (рис. 1.11)

Представленный анализ позволяет заключить, что трещины усталости в элементах сварных узлов мостовых конструкций возникают как в дефектных, так и в качественных сварных соединениях, отвечающих техническим условиям на изготовление сварных конструкций. Случаи зарождения трещин усталости в дефектных сварных соединениях конструкций являются объяснимым явлением. Связано c несоблюдением ЭТО надлежащего качества изготовления металлоконструкций. Массово, в основном, это проявлялось на этапах развития сварочных технологий применяемых в мостостроении в 50-е годы. Однако практика показывает, что трещины появляются и в качественных соединениях, изготовленных требования co всеми технологическими В современном мостостроении. Последнее, в свою очередь, указывает на неполное представление особенностей работы конструкций на стадии проектирования мостов, руководствуясь соответствующей нормативно-проектной документацией. Таким

образом, представляется целесообразным проанализировать требования нормативных методов расчета мостов на выносливость.

1.4 Нормативные методы расчета на выносливость сварных узлов мостов

Усталостные повреждения элементов мостов относятся к предельному состоянию, приводящему к разрушению сооружения в целом. Соответственно, нормативный метод расчета выносливости должен способствовать назначению таких конструктивных решений элементов и узлов, которые не должны быть подвержены повреждениям за весь проектный срок службы моста. Выше было представлено, что трещины усталости могут зарождаться как на ранних стадиях эксплуатации конструкции, так и задолго после начала эксплуатации. Основной нормативный метод расчета на выносливость, который использовался при проектировании железнодорожных мостов, эксплуатируемых на территории стран СНГ, был заложен в своде правил ТУПМ-56, СН 200-62, СНиП 2.05.03-84 [8, 9, 18, 51, 61]. Для расчета на выносливость мостов, эксплуатируемых на территории стран Евросоюза и США, предусмотрены методы расчета заложенные в нормативные документы Eurocode 3 и AASHTO LRFD [8, 65, 85]. В странах Азии, таких как Япония и Китай, нормативные методы расчета на выносливость практически дублируются с нормами Евросоюза и США. Как в отечественных, так и зарубежных методах расчета, общим является то, что требуется соблюдение условия, в котором внешние переменные напряжения в элементе не должны превышать предельно допустимые напряжения:

$$\sigma_{\text{действ}} \leq \sigma_{\text{допуст}},$$
 (1.3)

где $\sigma_{\text{действ}}$ является наибольшим по абсолютной величине переменным напряжением σ_{max} , либо размахом напряжений $\Delta \sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min}$, которые могут возникать в элементе от временных нагрузок, а $\sigma_{\text{допуст}}$ – предельно допустимым напряжением или размахом напряжений, которому данный элемент может

сопротивляться в условиях его переменного нагружения. Для нахождения значений левой и правой части условия (1.3) решаются три основные задачи.

Решение первой задачи связано с заданием расчетной схемы конструкции и схемы временной нагрузки. Нормы расчета мостов допускают выполнять первую задачу, сводя ее к достаточно простому инженерному методу расчета. При определении НДС элементов и узлов металлических мостов, как в расчетах на прочность, так и на выносливость, принято руководствоваться методами строительной механики и гипотезами сопротивления материалов. Например, определение напряжений в элементах пролетных строений железнодорожных мостов сводится к расчету стержневых систем, в которых временные нагрузки, в виде движения различных схем поездов, моделируются как эквивалентные равномерно распределенные и статически прикладываемые. Руководствуясь отечественными нормами проектирования, при расчете балочных разрезных, неразрезных и решетчатых пролетных строений железнодорожных мостов, схема временной железнодорожной нагрузки СК имеет вид, представленный на рис. 1.13а. В данной схеме нагрузки все возможные проявления колебаний экипажей подвижного транспорта, а также их динамическое воздействие, повышающее переменных напряжений уровень В элементах, сводится К введению соответствующих поправочных коэффициентов. При этом предполагается, что главные балки пролетного строения симметрично нагружены, а сварные узлы прикрепления ребер жесткости к стенке балки и поясу, не зависимо от их конструктивно-технологического оформления, испытывают только один вид НДС. Например, в разрезном пролетном строении (рис. 1.13б) каждый максимальный цикл переменных напряжений в элементах σ_{max} будет возникать при одном статическом положении временной нагрузки, а минимальный σ_{min} при полном отсутствии временной нагрузки. Соответственно и коэффициент асимметрии цикла во всех элементах конструкции $\rho = \sigma_{min} / \sigma_{max}$ будет всегда постоянным.



Рисунок 1.13 – Схема нормативной подвижной нагрузкой СК при расчете железнодорожных мостов на выносливость по отечественным нормам проектирования (а) и пример схемы загружения разрезного пролетного строения нагрузкой СК (б)

Решение второй задачи связано с определением переменных напряжений $\sigma_{\text{действ}}$ в потенциально опасных местах конструкции. Нормами предполагается, что потенциально опасные места можно отражать в определенных точках расчетных сечений несущих элементов конструкции. В результате требуется определять величины номинальных напряжений по зависимостям, приведенным в таблице 1.4. Номинальные напряжения в сечениях назначаются нормами исходя из требования рассмотрения общей нагруженности элементов пролетного строения. Сложный характер нагружения, который может возникать от местного пространственного изгиба элементов, нормами не предусмотрено учитывать.

Таблица 1.4 – Определение номинальных напряжений в сечениях при расчете на выносливость

Напряженное состояние	Формулы для определения σ_{max}
Растяжение или сжатие	$\frac{N}{A}$
Изгиб в одной из главных плоскостей	$\frac{M}{W}$
Растяжение или сжатие с изгибом в одной из главных плоскостей	$\frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$

Продолжение таблицы 1.4

Напряженное состояние	Формулы для определения σ_{max}
Изгиб в двух главных плоскостях	$\frac{M_x y}{I_x} \pm \frac{M_y x}{I_y}$
Растяжение или сжатие с изгибом в двух главных плоскостях	$\frac{N}{A} \pm \left(\frac{M_x y}{I_x} \pm \frac{M_y x}{I_y}\right)$

N, *M*, M_x , M_y – продольная сила и изгибающие моменты в сечении элемента; I_x , I_y , *W*, *A* – моменты инерции, момент сопротивления и площадь сечения элемента; *x*, *y* – расстояние от нейтральной оси сечения до рассматриваемой точки в сечении.

Третья задача связана с назначением предельно допустимых напряжений $\sigma_{\text{допуст}}$ для исследуемого элемента или узла конструкции и сравнением левой и правой части условия (1.3). Во всех нормативных методах расчета допустимые напряжения требуется назначать в зависимости от принятого схемно-конструктивного решения сварного узла, качества его изготовления и прочих свойств. Во всех нормах проектирования все сварные узлы и соединения разделяют на определенные группы элементов, отражающие свои расчетные характеристики сопротивления усталости (рис. 1.14).



Рисунок 1.14 – Различные группы элементов сварных узлов мостовой конструкции
В отечественных нормах допускаемые напряжения принято определять на основе зависимостей (1.4) и (1.5), для которых расчетный предел текучести стали R_y понижается через коэффициент γ_w (1.6):

$$\sigma_{\partial onycm} = \gamma_w \cdot R_y \cdot m, \tag{1.4}$$

$$\tau_{\partial onycm} = 0.75 \cdot \gamma_w \cdot R_y \cdot m, \tag{1.5}$$

$$\gamma_{w} = \frac{1}{\zeta \cdot \vartheta \cdot \left[\left(\alpha \beta \pm \delta \right) - \left(\alpha \beta \mp \delta \right) \rho \right]} \le 1,0$$
(1.6)

где *m* – коэффициент условий работ;

 α , δ – коэффициенты, учитывающие марку стали и нестационарность нагружения; β – эффективный коэффициент концентрации напряжений;

 ρ – коэффициент асимметрии при переменных нагружениях;

ζ – коэффициент, учитывающий предельное число циклов переменного нагружения элемента;

9 – коэффициент, зависящий от длины загружения линии влияния при действии временной нагрузки.

В расчете на выносливость по отечественным нормам проектирования различные группы элементов учитываются при назначении коэффициентов *β*.

Определение допустимых напряжений, согласно Eurocode 3 и AASHTO LRFD, выполняется исходя из назначения предельного размаха номинальных напряжений $\Delta \sigma_R$ и $\Delta \tau_R$ при заданном числе циклов нагружения:

$$\sigma_{\partial onycm} = \Delta \sigma_R \tag{1.7}$$

$$\sigma_{\text{donycm}} = \Delta \tau_R \tag{1.8}$$

Предельные размахи напряжений задаются в соответствии с выбранными группами элементов, для которых предусмотрены разные расчетные кривые усталости (рис. 1.15).



Рисунок 1.15 – Кривые усталости для разных групп элементов согласно норм проектирования Eurocode 3 (а) и AASHTO LRFD (б)

Описанная выше постановка в способах нагружения элементов И определении в них напряжений, как правило, вполне удовлетворяет требованиям обеспечения несущей способности основных элементов мостовых конструкций по прочности и устойчивости. Однако, как было отмечено выше, причиной возникновения усталостных трещин в сварных узлах является наличие сложного элементов, который повышает уровни характера нагружения локальных переменных напряжений в зонах сварных швов. Нормами это не учитывается. Для железнодорожных мостов нормы допускают учитывать только лишь компоненты напряжений $\sigma_x^H, \sigma_y^H, \tau_{xy}^H$ (1.2), формирующиеся от действия временной нагрузки приведенной к эквивалентной равномерно распределенной (рис. 1.13). Дополнительные компоненты напряжений в элементах $\sigma_x^{KP}, \sigma_y^{KP}, \tau_{xy}^{KP}, \sigma_x^M, \sigma_y^M, \tau_{xy}^M,$ $\sigma_{x}^{HH}, \sigma_{y}^{HH}, \tau_{xy}^{HH}$ учитывать не предусмотрено. Дополнительные силовые факторы, в изгибов кручения, виле местных элементов ИЛИ стесненного a также пространственных колебаний и вибраций элементов, невозможно отразить в рамках использования нормативного подхода, который требует оперировать простыми расчетными схемами как временной нагрузки, так и конструкции моста. В потенциально опасных местах конструкции трещины усталости зарождаются не от действия номинальных напряжений в сечениях, а от локальных напряжений, которые учитывают разнообразные формы принятых конструктивных решений сварных узлов, а также сложный характер нагружения элементов.

Особенностью определения предельно допустимых напряжений $\sigma_{\text{допуст}}$ в условии (1.3) является то, что расчетные характеристики сопротивления усталости определяются на основе экспериментальных данных, полученных при испытании серии образцов на усталость в лабораторных условиях [18, 57, 60, 61]. При испытаниях, в образцах стремились отразить влияние на выносливость различных конструктивных форм сварных узлов, а также работу их элементов при эксплуатационном нагружении. В отечественных нормах расчета за это отвечают эффективные коэффициенты концентрации напряжений β , в зарубежных нормах - кривые усталости. Образцы, используемые для получения значений этого коэффициента, имели обобщенные (ограниченные) формы для каждой группы элементов и они испытывались при одинаковых, для всех групп, видах нагружения, а именно при осевом растяжении-сжатии или изгибе [18, 61]. То есть в рамках нормативного расчета допускается, что все элементы мостов, в процессе нагружения, будут подвержены простому виду эксплуатации, исключая возможность возникновения местных дополнительных силовых факторов. Однако это не всегда позволяет назначать необходимые допустимые напряжения $\sigma_{\text{лопуст}}$ в условиях сложного локального НДС узлов. Основной причиной тут является то, что расчетные характеристики сопротивления усталости выражаются в тех же номинальных напряжениях, для сравнения с действующими напряжениями $\sigma_{\text{лейств}}$. Описанный выше отечественный метод расчета железнодорожных мостов на выносливость без изменений перешел и в существующий на сегодняшний день нормативный документ для проектирования стальных мостов в Украине (ДБН 8.2.3-26:2010).

Необходимость совершенствования существующей модели расчета элементов мостов на выносливость подтверждается и многими зарубежными исследователями [69, 71, 89, 105, 116, 121]. Они указывают, что в случае сложного характера нагружения элементов, необходимо учитывать в расчетах именно локальное НДС в потенциально опасных зонах сварных узлов. При этом немаловажным является и тот факт, что за рубежом, при расчете ресурса эксплуатируемых мостов, используется практика определения переменных напряжений от подвижной нагрузки на основе осциллограмм переменных напряжений, полученных путем натурного измерения по датчикам в различных местах элементов конструкций [68, 71, 113, 141]. Стремятся учесть действительную работу элементов.

Таким образом, представляется актуальным совершенствование нормативного метода расчета на выносливость сварных узлов мостовых конструкций с более полным учетом компонентов НДС его элементов в условиях переменных эксплуатационных воздействий. В основу совершенствования должен быть положен расчетный анализ с использованием метода конечных элементов (МКЭ), так как на сегодняшний день он является общим инженерным методом пространственного расчета НДС элементов конструкций. Также в основу должно быть положено и то, что в левой и правой части условия (1.3) действующие и допустимые напряжения должны быть выражены как локальные напряжения, с достаточной для инженерной практики точностью учета различных конструктивных форм сварных узлов и сложного локального НДС его элементов.

Исходя из этого, возникает необходимость в анализе существующих исследований в области расчета локального НДС сварных узлов конструкций различного назначения и расчета их на выносливость по локальным напряжениям.

1.5 Анализ публикаций по проблеме расчета сварных узлов на выносливость по локальным напряжениям

1.5.1 Существующие модели расчета локального напряженнодеформированного состояния сварных узлов конструкций

На сегодняшний день основным методом пространственного расчета НДС элементов конструкций различного назначения, является МКЭ. Основной идеей МКЭ является то, что любое деформируемое тело (элементы конструкций) можно

представить в виде дискретной модели (конечно-элементной моделью) с заданными граничными условиями и нагрузками. Конечно-элементная модель позволяет с заданной точностью аппроксимировать фактическое поведение реальной конструкции в условиях ее как статического, так и динамического нагружения. Конечно-элементная модель состоит из определенного числа элементов, конечных элементов (КЭ) простой формы, имеющих свои узлы через которые элементы объединятся и за счет их неразрывности взаимодействуют собой при деформировании. Внешние силовые воздействия между на конструкцию интерпретируются как узловые силы, прикладываемые в заданном направлении, а ограничения в перемещениях, в какой-либо части конструкции, в виде связей в узлах элементов.

Особенностью сварных узлов металлоконструкций является наличие сочленяемых элементов, имеющих различные геометрические формы, а также сварной шов (угловой или стыковой). Поэтому при расчете локального НДС сварных узлов следует адекватно отобразить характер местной нагруженности элементов в зонах конструктивных концентраторов, во взаимосвязи с геометрией соединений. В инженерной практике расчета сварных сварных **УЗЛОВ** металлоконструкций, на основе использования МКЭ, разрабатываются разные подходы к моделированию. Многие инженеры, например [83, 88, 124], стремятся упростить конечно-элементное моделирование, аппроксимируя сварной узел оболочными КЭ, как конструктивные элементы, так и сварные швы (1.16а). Либо же увеличивая толщины оболочечных КЭ в зоне сварного шва (рис. 1.16б). Такими подходам стремятся учесть локальную концентрацию напряжений, вызванную конструктивным оформлением узла, геометрией его сварных швов и сложным характером нагружения элементов. Однако в процессе деформации элементов узла, в зонах сварных соединений возникает объемное НДС, которое характеризуется деформациями элементов в виде растяжения-сжатия, изгиба и кручения, а также изменением размеров сечения элементов в результате их поперечной деформации (в соответствии с эффектом Пуассона) (рис. 1.17а). Результаты различных исследований [94, 106, 130], в которых проводились

сравнения локального НДС конечно-элементных моделей сварных узлов (с аппроксимацией различными типами КЭ) с натурными экспериментами показывают, что наиболее точно выявить локальный характер распределения напряжений в элементах узла удается именно с использованием трехмерных КЭ в зоне конструктивных концентраторов. Для более точного расчета локального НДС сварные узлы должны быть полностью представлены трехмерными КЭ (рис. 1.176).



Рисунок 1.16 – Пример разных подходов к учету сварных швов в модели сварного узла на основе оболочных КЭ: а - введение эквивалентного оболочечного КЭ в зоне сварного шва; б - задание эквивалентной толщины оболочечным КЭ в зоне сварного шва



Рисунок 1.17 – Сложный характер деформирования элементов сварного узла (а) и пример аппроксимация зоны сварного соединения трехмерными КЭ (б)

В свою очередь, особенностью использования такой подробной аппроксимации элементов является значительная длительность вычислений, что

вызывает затруднения в использовании трехмерных КЭ при описании ими всей расчетной модели моста. Выполнять расчеты с такой подробной аппроксимацией всех узлов и элементов весьма сложно. Такие расчеты требуют применения мощной вычислительной техники. Потому в общепринятой инженерной практике расчет локальных напряжений в сварных узлах металлоконструкций промышленных зданий, инженерных сооружений и деталей машин принято осуществлять с использованием двух подходов.

Первый подход связан с расчленением конструкции на отдельные фрагменты и поэтапным рассмотрением НДС [8, 86, 120]. Вначале сварную конструкцию рассматривают как стержневую модель с заданными нагрузками и условиями закрепления (рис. 1.18а). Затем из стержневой модели выделяют фрагмент конструкции с исследуемым сварным узлом и представляют его в виде оболочечной модели (рис 1.18б). К оболочечной модели прикладываются граничные условия и узловые нагрузки. После расчета оболочечной модели из нее выделяют сварной узел с аппроксимацией модели узла трехмерными КЭ (рис. 1.18в). По результатам расчета трехмерной модели судят о локальном НДС сварного узла.



Рисунок 1.18 – Выделение фрагментов из конструкции и последовательная аппроксимация разнотипными КЭ: а – с аппроксимацией стрежневыми КЭ; б – с аппроксимацией трехмерными КЭ

При переходе от одной расчетной модели к другой, более сложной, с определенными допущениями вводятся граничные условия в виде узловых связей и внешних силовых воздействий, полученных при расчете предыдущей модели. Однако принятые допущения обусловливают ряд неопределенностей при расчете мостовых конструкций. Чтобы адекватно отразить влияние внешних переменных воздействий на НДС в анализируемых точках сварного узла, при разных схемах нагружения подвижной нагрузкой, для каждой расчетной модели требуется разрабатывать новые граничные условия. Это затрудняет расчет конструкций по единой методике, а также анализ величины и характера изменения напряжений в отдельных элементах сварного узла при единых исходных положениях.

Другой подход основан на представлении модели конструкции в виде системы из множества элементов, каждый из которых, являясь отдельным фрагментом конструкции, имеет свою матрицу жесткости [8]. Такой элемент, заменяющий несколько однотипных фрагментов конструкции, является суперэлементом. Метод суперэлементов, или подконструкций, широко используется при проектировании промышленных и гражданских сооружений [12]. Процедура построения и использования суперэлементной модели сводится к следующему:

1. Фрагмент конструкции (сварной узел) аппроксимируется трехмерными КЭ.

2. Затем в этой модели выделяют суперузлы, через которые осуществляется стыковка с соседними фрагментами в общую модель, после чего формируется его матрица жесткости;

3. Затем из таких фрагментов конструкции создают общую расчетную модель с глобальной матрицей жесткости;

4. Задаются граничные условия, рассматриваемые случаи нагружения и выполняется расчет.

5. По полученным из решения перемещениям граничных узлов суперэлемента определяются перемещения его внутренних узлов и затем деформации и напряжения в КЭ исследуемого фрагмента.

Достоинством модели конструкции состоящей из множества суперэлементов является то, что эти элементы могут быть однотипными. Например, если сварная конструкция состоит из множества унифицированных сварных узлов, то при заданных силовых воздействиях можно детально рассчитать НДС отдельного интересующего узла при незначительных затратах на длительность вычислений. Однако важно отметить, что область рационального применения суперэлементов - это задачи с большим количеством одинаковых фрагментов. Для сварных конструкций таким однотипным фрагментом является участок сварного шва с прилегающими конструктивными элементами узла (рис. 1.19).



Рисунок 1.19 – Разбиение сварного узла конструкции на суперэлементы, аппроксимирующие определенные участи в зоне сварного шва

В таком подходе, применительно к сварным узлам мостовых конструкций, могут возникнуть определенные сложности. Во-первых, затрудняется многовариантная проработка различных типов конструктивных решений сварных узлов в исследуемой обрасти сварной конструкции, так как каждый раз может необходимость продумывать новое разбиение возникнуть фрагмента на суперэлементы. Во-вторых, не при всех видах НДС сварного узла возможно получение заданной точности получаемых усилий в суперэлементах, так как не всегда ясно адекватно ли влияют перемещения узла одного суперэлемента на другой при различных схемах положения подвижной нагрузки. Это в свою очередь может усложнить процедуру расчета локального характера распределения напряжений, в рамках пространственной работы всей конструкции при обращающихся подвижных нагрузках.

Таким образом, с точки зрения анализа локальных переменных напряжений в потенциально опасных местах сварных узлов мостовых конструкций, при расчетах на выносливость, использовать описанные выше подходы затруднительно, в силу наличия ряда допущений и сложностей в моделировании. Требуется разработка нового инженерного подхода, с одной стороны простого в применении, с другой стороны позволяющего обеспечить необходимую точность в вычислениях.

1.5.2 Существующие модели назначения расчетных характеристик сопротивления усталости сварных узлов по локальным напряжениям

Известно, что при нагружении элементов сварного узла конструкции, вблизи линии сплавления шва формируются три определенных участка напряжений $\sigma_{\text{лок}}$, $\sigma_{\text{м.н.}}$, $\sigma_{\text{ном}}$, (рис. 1.20) [134, 135, 144]. Первый участок включает в себя действие номинальных напряжений $\sigma_{\text{ном}}$. Во втором участке действуют локально-номинальные номинальные $\sigma_{\text{ном}}$, которые повышаются за счет наличия различных геометрических форм элементов в узле, а также их местного нагружения. В зарубежной литературе напряжения $\sigma_{M,H}$ еще называют напряжениями (structural stress). Третьему конструктивными участку соответствует высоконапряженный объем металла, в котором действуют локальные напряжения $\sigma_{\text{лок}}$ в зоне линии сплавления шва.



Рисунок 1.20 — Схема распределения напряжений в зоне сварного соединения: $\sigma_{\text{ном}}$ — номинальные напряжения; $\sigma_{\text{м.н.}}$ — местные номинальные напряжения; $\sigma_{\text{лок}}$ — локальные напряжения

Локальные напряжения вызываются формой сварного шва, физикомеханическими характеристиками в зоне термического влияния, геометрией в зоне перехода от металла шва к основному металлу и прочими свойствами.

В инженерной практике расчета принято, что «горячей точкой» в зоне предразрушения качественных сварных соединений (где зарождаются макротрещины), в результате действия переменных напряжений, является линия перехода от металла шва к основному, или корень сварного шва. Особенностью напряжений в «горячей точке» (локальных напряжений) является то, что они зависят от разнообразия возможных геометрических и физико-механических особенностей сварных соединений. Сварной шов может иметь разнообразную форму поверхности (близкую к плоской, выпуклую, вогнутую и др.), различные соотношения катетов шва, различные радиусы закругления в зоне перехода от металла шва к основному металлу [8, 30]. В зоне линии сплавления шва имеет место неоднородность механических свойств основного металла, зависящие от режима сварки, а также различные уровни остаточных напряжений [8, 30, 60, 61]. Такие факторы относятся к технологическим и их значения имеют определенный разброс, что носит во многом случайный характер. То есть теоретически или практически определить фактическое напряженное состояние по линии сплавления шва затруднительно из-за отмеченных неопределенностей.

Для определения величины локальных переменных напряжений, при расчете на выносливость в многоцикловой области, закладываются разные исходные предположения и вводятся определенные допущения [8, 102, 134, 135, 144]. Эти допущения основываются на двух принципах. Во-первых, локальная концентрация напряжений в зоне сварного соединения учитывается без пластических деформаций, то есть расчет полностью выполняется в упругой постановке. Во-вторых, влияние технологических факторов, характерных сварному соединению при изготовлении, учитывается в расчетных кривых усталости, которые получают на основе лабораторных испытаний серий сварных образцов. При расчете на выносливость определяются уровни действующих локальных переменных напряжений в заданной точке (или нескольких точках) в

зоне сварного соединения. Для определения числа циклов до образования трещины усталости используют соответствующую сварному соединению расчетную кривую усталости, выраженную в тех же локальных напряжениях, в которых определялись действующие локальные переменные напряжения в заданной точке (рис. 1.21).



Рисунок 1.21 – Схема концепции расчета на выносливость по локальным напряжениям в зоне сварных соединений: а – определение локальных переменных напряжений в заданной точке сварного соединения; б – кривая усталости, выраженная в локальных напряжениях

В последние десятилетия разработкам методов расчета на выносливость сварных конструкций различного назначения по локальным напряжениям во всем мире уделяется большое внимание [10, 72, 74, 82, 91, 93, 95, 102, 114, 134, 135, 144]. Значительный вклад в данной области исследований и разработкам был внесен такими учеными как Винокуров В.А., Пархоменко А.А, Василенко Д.А, Hobbacher A., Fricke W., Maddox S.I., Sonsino C.M., Radaj D., Yamada K., Xiao Z.G. и другими. Методы основываются на конечно-элементом анализе локального НДС сварных узлов при переменном нагружении. Наибольшее применение в инженерной практике обрели два метода – это метод напряжений в «эффективном концентраторе» (Effective notch stress approach) и метод экстраполяции напряжений в «горячую точку» (Hot spot stress approach).

Метод напряжений в «эффективном концентраторе» σ_{eff} основан на введении фиктивного радиуса ρ_f в месте перехода от металла шва к основному металлу, а также в корне шва в случае его неполного проплавления (рис. 1.22а) [93, 144]. Фиктивный радиус определенной величины, способствует снижению концентрации напряжений в зоне сварного шва при расчете (рис. 1.22б) и позволяет определять величины локальных напряжений, исключая напряжения, вызываемые локальной геометрической неопределенностью в зоне линии сплавления шва или в корне шва. Определение данного радиуса основывается на зависимости, предложенной Нейбером Г.:

$$\rho_f = \rho + s \cdot \rho^*, \tag{1.9}$$

где *р* – фактический радиус закругления в зоне линии сплавления шва или корне шва;

s – значение, зависящее от вида НДС в концентраторе;

*ρ**- показатель, зависящий от предела прочности основного металла.

Величина фиктивного радиуса зависит от статистических данных локальной геометрии сварного шва, комбинации действующих усилий в элементах сварного соединения и свойств металла. Для расчета сварных соединений по напряжениям в зоне «эффективного концентратора» Radaj D. предложил принимать $\rho_f = 1$ мм для конструкционных сталей толщиной более 5 мм [93]. Это допускает то, что для разных типов сварных соединений можно использовать единую кривую усталости. Кривая усталости учитывает неучтенную локальную геометрию в зоне концентратора, зону термического влияния, уровень остаточных напряжений и прочие свойства сварного шва. При этом в конечно-элементной модели сварного узла, при определении локальных напряжений σ_{eff} , можно учесть влияние геометрической формы сварного шва (общий профиль шва), форму элементов сварного узла и сложный характер нагружения.



Рисунок 1.22 – Схема сварного соединения с введенными фиктивными радиусами (а) и характер распределения локальных напряжений в зоне введения фиктивного радиуса (б)

Основная концепция данного метода приведена на рис. 1.23. Согласно ней составляется конечно-элементная сварного соединения (узла) модель С фиктивным концентратором через ρ_f (рис. 1.23a), затем определяются переменные напряжения в зоне концентратора σ_{eff} (рис. 1.23б) и на основе кривой усталости, выраженной в локальных напряжениях σ_{eff} , определяется число циклов до образования трещины усталости (рис. 1.23в). Данный вид расчета выполняется при любых видах нагружения сварного узла, на основе главных или приведенных по Мизесу напряжениях.



Рисунок 1.23 – Схема определения усталостной долговечности сварного соединения по напряжениям в «эффективном концентраторе»

Международный институт сварки (МИС) [102] для конструкционных сталей рекомендует значение ограниченного предела выносливости для напряжений σ_{eff} ,

при $2 \cdot 10^6$ циклов нагружения, 225 МПа (на основе главных напряжений), с 95% вероятностью неразрушения и наклоном кривой усталости 3:1 в логарифмической системе координат до 10^7 циклов нагружения. На основе действия приведенных напряжений по Мизесу, Sonsino C.M. предложил использовать величину ограниченного предела выносливости при $2 \cdot 10^6$ циклов нагружения 200 МПа [144]. Данный метод получил широкую популярность в инженерной практике и приобрел свое практическое применение в качестве рекомендаций для расчета на выносливость в области машиностроения и судостроения в Европе.

Второй метод, метод экстраполяции напряжений в «горячую точку» σ_{hs} , основан на экстраполировании поверхностных напряжений в точку перехода от металла шва к основному по траектории главных напряжений (рис. 1.24). Вначале определяются переменные напряжения в точках на заданном расстоянии от линии сплавления шва, через которые осуществляется экстраполяция напряжений.



Рисунок 1.24 – Схема экстраполяции напряжений в "горячую точку" в зоне сварного соединения (а) и в расчетной модели (б)

В литературе [94, 96, 106, 111, 135] встречаются различные рекомендации относительно выбора расстояний для экстраполирования, в зависимости от толщины основного металла *t*. По рекомендациям МИС [102] это расстояние выбирают: при линейной экстраполяции напряжений на расстоянии 0,4*t* и 1,0*t* от линии сплавления шва, а при нелинейной экстраполяции в трех точках – 0,4*t*, 1,0*t* и 1,4*t*. Расчетные напряжения в «горячей точке» σ_{hs} определяются на пересечении

линии экстраполяции с перпендикуляром к линии сплавления шва (см. рис. 1.24). В расчетах на выносливость стремятся полностью исключить неопределенности, связанные с геометрией сварного шва и учесть лишь напряжения, вызванные геометрическими формами элементов и их сложным нагружением. То есть стремятся учесть конструктивные напряжения.

Данный метод применим для всех видов сварных соединений и способов их нагружения, однако предполагая то, что зарождение трещины усталости может возникнуть лишь на поверхности сварного шва, по линии его сплавления. В рамках данного метода для разных групп элементов МИС рекомендует соответствующие им значения ограниченных пределов выносливости при 2·10⁶ циклов нагружения. Метод нашел широкое применение в инженерных расчетах сварных конструкций различного назначения на выносливость, например в области проектирования судостроительных конструкций в Европе и Китае [87, 94, 96, 99, 111]. Метод начал развиваться еще в 70-е годы при расчетах ресурса сварных узлов из трубчатых элементов морских стационарных платформ [135], при этом напряжения на удалении от линии сплавления шва определялись натурными измерениями, по датчикам. Со временем данный метод был адаптирован и к плоским пластинчатым конструктивным элементам, каковыми являются и мостовые.

Описанные выше методы показывают, что их применение основывается на определенных допущениях при расчете на выносливость, позволяющих исключать ряд неопределенностей в зоне концентраторов сварных соединений. На сегодняшний день имеется большое число публикаций [74, 82, 90, 91, 93, 95, 144, 128, 134, 144, 147], в основном зарубежных, в которых представлены многочисленные сопоставления результатов расчета на выносливость сварных соединений и узлов конструкций с данными натурных испытаний. При этом авторами данных методов расчета неоднократно отмечается, что они не универсальные при расчетах конструкций регламентированы как любого назначения [93, 134]. Для применения их к расчету конструкций определенного назначения требуется провести исследования, связанные с возможностью их

применения. В публикациях, в которых приводится сопоставительный анализ расчетных данных усталостной долговечности с экспериментальными, в данные OCHOBHOM, приводятся натурных испытаний сварных образцов, воспроизводящих достаточно простые формы конструктивных решений узлов и испытанных в условиях простого вида нагружения (растяжение-сжатие, изгиб). встречаются публикации, Достаточно редко В которых анализируется эксплуатации сопоставление результатов расчета с данными натурных конструкций, которые подвержены сложному характеру нагружения элементов. Кроме того, некоторыми авторами отмечается [90, 128], что усталостная долговечность одного и того же сварного соединения, определяемая по описанным выше двум методам, может существенно отличаться и не всегда соответствовать данным эксперимента.

С практической точки зрения, существенными недостатками метода напряжений в «эффективном концентраторе» является то, что при составлении конечно-элементной модели необходимо использовать очень маленький размер КЭ в зоне концентрации напряжений σ_{eff} (менее 0,1 мм). Это может приводить к использованию большого числа КЭ в модели и значительных затрат времени на расчет.

Недостатком метода экстраполяции напряжений в «горячую точку» является необходимость в процедуре определения напряжений во множестве точек в зоне сварных соединений. Это усложняет процедуру поиска потенциально опасных зон в сварных узлах (зон образования трещин усталости), что также требует значительных затрат времени на расчет.

При расчете сварных узлов мостовых конструкций на выносливость по локальным напряжениям важно минимизировать количество вводимых допущений.

Обращает на себя внимание тот факт, что мостовые конструкции изготавливаются строго в соответствии с конкретными регламентированными техническими условиями [14, 27, 28, 52, 53, 55]. Особенностью этих условий является то, что в них оговорены качество изготовления металлоконструкций и

предусмотрен определенный нормируемый диапазон геометрических отклонений сварных швов от их номинальных размеров. Все сварные узлы мостовых конструкций, невзирая на значительное разнообразие возможных конструктивных решений, основываются на типовых сварных соединениях: стыковые; тавровые; крестообразные; с приваркой продольных и поперечных ребер. Исходя из этого, целесообразным представляется изучить закономерность распределения напряжений в наиболее распространенных типах сварных соединений и установить на каком именно расстоянии от линии сплавления шва его геометрия не влияет на величину локальных напряжений. Определив данное расстояние и учитывая данные результатов усталостных испытаний сварных образцов, отвечающих техническим условиям на изготовление сварных соединений, можно ХСУ из расчетные номинальных напряжений В переводить локальные напряжения. При этом важно, чтобы это удаление от линии сплавления шва позволяло с достаточной точностью в расчетах на выносливость учитывать сложный характер нагружения элементов. Это должно быть обосновано путем сопоставления расчетных данных с данными натурных испытаний сварных образцов-фрагментов конструкций мостов в условиях простого и сложного НДС. Также это должно быть обосновано путем сопоставления расчетного ресурса пролетных строений мостов с данными эксплуатации натурных конструкций.

1.6 Формулировка задачи исследования

Ключевой задачей исследования в данной работе является разработка модели расчета на выносливость сварных узлов стальных мостов на основе учета локального НДС в потенциально опасных зонах. Данная разработка, в конечном итоге, может быть использована как развитие инженерного метода расчета стальных мостов на выносливость. Основные задачи исследования представлены на структурно-логической блок-схеме рис. 1.25.



Рисунок 1.25 – Структурно-логическая блок-схема выполнения задач исследования

1.7 Цель и задачи исследования

Целью работы является разработка модели расчета сварных узлов стальных мостов на выносливость с учетом локального НДС в потенциально опасных зонах. Задачи исследования:

- разработать конечно-элементную модель для расчета локальных переменных напряжений в сварных узлах мостов;

- разработать модель назначения расчетных характеристик сопротивления усталости сварных узлов на основе локальных напряжений;

- исследовать ресурс усталостной долговечности металлических пролетных строений мостов на основе локальных переменных напряжений;

- развить инженерную методику расчета сварных узлов мостов на выносливость;

- выполнить сравнительные эксперименты для обоснования предложенной модели расчета на выносливость.

1.8 Выводы по разделу 1

1. В металлических пролетных строениях мостов трещины усталости имеют массовый и преждевременный характер образования. Они зарождаются на ранних сроках эксплуатации, как в первые десятилетия, через 3 – 7 лет, так и в последующие годы эксплуатации, через 20 – 30 лет. Наиболее часто трещины зарождаются в сварных узлах прикрепления поперечных ребер жесткости к стенкам главных балок автодорожных и железнодорожных мостов, а также в узлах ортотропных плит проезжей части автодорожных мостов.

2. Результаты исследований показывают, что в повреждаемых местах мостовых конструкций проявляется сложное локальное НДС элементов. В узлах прикрепления поперечных ребер к стенкам главных балок сложное НДС элементов возникает из-за местного изгиба стенки из плоскости, а в узлах пересечения ребер жесткости ортотропных плитах проезжей части – из-за кручения продольных ребер жесткости.

3. Нормативные методы расчета мостов на выносливость не всегда позволяют учесть действительную работу элементов пролетных строений и установить потенциально опасные места в их узлах. Принято оперировать простыми расчетными схемами мостов и условными схемами подвижных нагрузок. Также нормами требуется оперировать номинальными напряжениями в расчетных сечениях элементов, как действующими, так и допустимыми, которые не позволяют учесть сложное локальное НДС элементов.

4. Существующие инженерные методы расчета локальных переменных напряжений в сварных узлах конструкций, основанные на использовании МКЭ, являются непригодными для мостовых конструкций. В расчете необходимо учитывать множество различных схем положения подвижной нагрузки, а также разнообразных схемно-конструктивных решений сварных узлов. Используя метод фрагментации, затруднительным является разработка граничных условий для трехмерных моделей сварных узлов. Используя метод суперэлементов, затруднительным является аппроксимация суперэлементами сварных узлов мостовых конструкций. Необходима разработка иного метода расчета локальных переменных напряжений в сварных узлах мостов.

5. Существующие методы назначения расчетных ХСУ сварных узлов конструкций по локальным напряжениям основаны на введении определенных допущений, позволяющих исключить локальные геометрические и физикомеханические неопределенности в зоне сварного шва. Целесообразным является разработка иного метода назначения расчетных ХСУ, с меньшим числом вводимых допущений и более удобным практическим применением.

6. Представляется целесообразным развитие существующей инженерной методики расчета сварных узлов мостов на выносливость, с более полным учетом компонентов НДС элементов. Адекватность развития метода расчета должна быть обоснована путем сопоставления расчетной долговечности конструкций с данными лабораторных испытаний сварных образцов, а также данными эксплуатации натурных конструкций.

РАЗДЕЛ 2

МОДЕЛИРОВАНИЕ ЛОКАЛЬНОГО НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ СВАРНЫХ УЗЛОВ МОСТОВ

2.1 Модель расчета локальных напряжений в сварных узлах мостовых конструкций на основе фрагментарного объединения

Для расчета НДС сварных узлов пролетных строений мостов и выявления в них переменных напряжений, В конструктивных локальных зонах концентраторов, предлагается использовать единую расчетную модель, состоящую из стержневых, оболочечных и трехмерных КЭ. Важным условием для такой модели является то, что в области, где располагается сварной узел, следует проводить аппроксимацию трехмерными КЭ, при этом к узлам трехмерных КЭ должны автоматически прикладываться соответствующие граничные условия и нагрузки. Граничные условия и нагрузки должны деформирования фрагмента формироваться на основе конструкции ИЗ оболочечных КЭ, так как они, в совокупности, способны отражать сложное НДС элементов. В свою очередь и на фрагмент из оболочечных КЭ должна быть корректно передана деформация стержневых КЭ. Каждый тип КЭ обладает степенью точности аппроксимации различной И характеризуется тремя основными параметрами [12, 19, 43]: количеством узлов и их степенью свободы; функцией формы элемента; усилиями, которые определяются в элементе по результатам расчета.

Пространственный стержневой КЭ является двухузловым элементом, который при деформировании работает на растяжение-сжатие, изгиб и кручение (рис. 2.1). Узлы элемента имеют три линейных поступательных перемещения вдоль глобальных осей *X*, *Y*, *Z* и три вращательных перемещения относительно этих же осей. К стержневым КЭ применимы гипотеза плоских сечений и гипотеза о ненадавливании продольных волокон при изгибе. Для описания перемещений узлов, при деформировании стержневого КЭ, требуется вводить жесткостные

характеристики, основанные на механических свойствах материалов и геометрических характеристиках поперечных сечений элементов.

ЕА – осевая жесткость;

EI – изгибная жесткость;

GI – жесткость на кручение;

GA – жесткость на сдвиг.



Рисунок 2.1 – Пространственный стержневой КЭ

Выражение полной потенциальной энергии деформирования стержневого элемента имеет вид:

$$\mathcal{G} = \frac{1}{2} \int_{V} (M_{y} \frac{d^{2} u_{z}}{dx^{2}} + M_{z} \frac{d^{2} u_{y}}{dx^{2}} + M_{x} \frac{du^{(x)}}{dx} + N \frac{du_{x}}{dx}) dV, \qquad (2.1)$$

где $M_y = EI_y \frac{d^2 u_z}{dx^2}$, $M_z = EI_z \frac{d^2 u_y}{dx^2}$, $M_x = GI_k u^{(x)}$ – моменты, действующие в сечении

относительно осей Х, Ү, Ζ;

G – модуль сдвига;

 I_k – момент инерции на кручение;

 $N = EF \frac{du_x}{dx}$ – нормальная сила в сечении;

 u_x, u_y, u_z – перемещения вдоль осей X, Y, Z;

 $u^{(x)}$ – угловое перемещение относительно оси *X*.

Оболочечные КЭ следует использовать треугольной или четырехугольной формы (рис. 2.2). Элементы имеют пять степеней свободы, три поступательные и две вращательные. К оболочечным КЭ применяются те же гипотезы, что и к стержневым КЭ, т.е. гипотеза плоских сечений и гипотеза о ненадавливании слоев оболочки друг на друга, а также гипотеза об отсутствии напряжений, действующих перпендикулярно к срединной плоскости оболочки. Жесткостные характеристики элементов формируются на основе введения модуля деформации материала, толщины элемента и коэффициента Пуассона. Выражение полной потенциальной энергии тонкой оболочки имеет вид:



Рисунок 2.2 – Трехузловые и четырехузловые оболочечные КЭ

$$\mathcal{G} = \frac{1}{2} \int_{V} \sigma^{T} \varepsilon dV = \frac{1}{2} \int_{V} (N_{x} \varepsilon_{x} + N_{y} \varepsilon_{y} + S \varepsilon_{xy} + M_{x} \chi_{x} + M_{y} \chi_{y} + 2M_{xy} \chi_{xy}) dV, \qquad (2.2)$$

где $N_x = \frac{Eh}{(1-v^2)} (\varepsilon_x + v\varepsilon_y), N_y = \frac{Eh}{(1-v^2)} (\varepsilon_y + v\varepsilon_x), -$ погонные усилия;

$$M_{x} = \frac{Eh^{3}}{2(1-v^{2})}(\chi_{x} + v\chi_{y}), \qquad M_{y} = \frac{Eh^{3}}{2(1-v^{2})}(\chi_{y} + v\chi_{x}), \qquad S = \frac{Eh^{3}}{12(1-v)}\chi_{xy} \qquad - \quad \text{погонные}$$

моменты. Здесь: h – толщина оболочки; E – модуль упругости; v – коэффициент Пуассона; ε , χ_x , χ_y , χ_{xy} – деформации срединной поверхности и кривизны.

Среди трехмерных КЭ следует использовать четырехузловые и восьмиузловые элементы, с линейной, или нелинейной функцией формы (рис. 2.3). Каждый узел имеет лишь по три степени своды в виде линейных перемещений вдоль осей *X*, *Y*, *Z*, что приводит к деформированию элемента. Полная потенциальная энергия при деформировании такого элемента имеет вид:

$$\mathcal{F} = \frac{1}{2} \int_{V} \sigma^{T} \varepsilon = \frac{1}{2} \int_{V} (Bu)^{T} E(Bu) dV, \qquad (2.3)$$

где и – вектор перемещений;

В – оператор дифференцирования перемещений;

- ε вектор деформаций;
- σ вектор напряжений;
- Е матрица упругости.



Рисунок 2.3 – Трехузловой (тэтраэдральный) и восьмиузловой КЭ

Объединение разнотипных КЭ в расчетной модели предлагается выполнять на основе использования системы абсолютно жестких тел (АЖТ). Особенность работы АЖТ заключается в том, что оно состоит из одного ведущего узла и нескольких ведомых ему узлов. При этом перемещения u_s и углы поворота θ_s каждого ведомого узла связываются через радиус вектор ρ_{m-s} с перемещениями u_m и углами поворота θ_m ведущего узла зависимостью (рис. 2.4):

$$\begin{pmatrix} u_s \\ \theta_s \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} u_m + \theta_m \times \rho_{m-s} \\ \theta_m \end{pmatrix}.$$
 (2.4)



Рисунок 2.4 – Схема абсолютно жесткого тела

Поскольку деформация элементов конструкций вполне удовлетворительно подчиняется гипотезе плоских сечений, при каждом переходе от одной расчетной модели, аппроксимированной одним типом КЭ, к другой модели, с отличным

типом КЭ, наиболее рационально вводить плоское АЖТ в виде сечения элемента последующей модели. Важной особенностью такой трактовки АЖТ является то, что появляется возможность при принятых условиях расчета в единой конечноэлементной модели определять локальные напряжения в сварных узлах конструкций любой сложности, адекватно передавая наследственное НДС от одного фрагмента конструкции к другому. Обеспечивается это тем, что при составлении расчетной модели с использованием АЖТ в виде плоского сечения, во взаимосвязи с гипотезой плоских сечений, требуется выполнение двух основных условий: ведущие узлы предыдущей модели и ведомые узлы последующей модели должны лежать в одной плоскости; взаимодействие ведущего узла с ведомым принимается таким, чтобы сохранялась закономерность поведения конструктивных элементов.

Для расчета локальных напряжений в сварных узлах конструкций, в рамках предлагаемой модели, вводится понятие фрагмент и узел конструкции. Фрагментом является любая часть конструкции, которая включает сварной узел. Для расчета сварного узла принимается та область конструкции (фрагмента), в которой сказывается взаимовлияние конструктивных элементов, соединенных этим узлом, на НДС этого узла. Для анализа работы исследуемого сварного узла, используя стандартную библиотеку КЭ, создается единая пространственная расчетная модель всей конструкции, с заданной точностью аппроксимации принятых конструктивных форм. По этой модели, с учетом пространственного взаимодействия конструктивных элементов, исследуется НДС сварного узла с разными типами КЭ (А, Б, В рис. 2.5).



Рисунок 2.5 – Расчетная модель конструкции с АЖТ для расчета локальных напряжений в сварных узлах

На первом этапе расчета рассматривается стержневая модель, в которой основные несущие элементы конструкции аппроксимируются стержневыми КЭ, с соответствующими жесткостными характеристиками. По результатам ее расчета определяются усилия во всех элементах. На втором этапе, стержневые КЭ, в исследуемых местах конструкции, заменяются моделью фрагмента с оболочечной конечно-элементной аппроксимацией. Для адекватной передачи мембранных и изгибных усилий через АЖТ от стержневой модели А к оболочечной модели фрагмента Б (рис. 2.5) можно предусмотреть два возможных типа объединений.

В первом типе объединения, ведущий узел вводится стержневым КЭ и располагается в центре тяжести сечения, прилегающего конструктивного элемента фрагмента с оболочечной аппроксимацией, а ведомые узлы – оболочечным КЭ (рис. 2.6). Такой тип объединения применяется в случае, когда в сечениях основного несущего элемента конструкции (главная балка) действуют компоненты изгибных усилий M_y , M_z , крутящего момента M_x , поперечных сил Q_z , Q_y , а также продольная сила N.



Рисунок 2.6 – Первый тип введения АЖТ между стержневой и оболочечной моделью

Во втором типе объединения, ведущий узел вводится стержневым КЭ и располагается в верхней части сечения прилегающего конструктивного элемента фрагмента с оболочечной аппроксимацией (например, к верхнему поясу балки) (рис. 2.7), а ведомые узлы – оболочечным КЭ. При этом стержневым КЭ вводятся жесткие вставки со смещением, равным расстоянию от верхней части сечения, прилегающего конструктивного элемента фрагмента, с оболочечной

аппроксимацией, к центру тяжести этого сечения (фрагмента с оболочечной аппроксимацией). Такой тип объединения применяется в случае, когда в сечениях основного несущего элемента действуют те же компоненты усилий, что и в первом типе объединения, за исключением действия продольной силы *N*.



Рисунок 2.7 – Второй тип введения АЖТ между стержневой и оболочечной моделью

Первый тип объединения (рис. 2.6) необходим в случае рассмотрения стержневой модели пролетного строения состоящей из системы продольных и поперечных КЭ, в виде модели «балочная клетка» («балочный ростверк»). Такой тип стержневой модели широко применяется на практике и позволяет с достаточной точностью аппроксимировать общую пространственную деформацию главных балок пролетного строения (рис. 2.8а). В ней продольные аппроксимируют работу главных балок конструкции в стержневые КЭ продольном направлении, а поперечные стержневые элементы – работу плиты в поперечном направлении (рис. 2.8б). Второй тип объединения (рис. 2.7) необходим в случае учета модели с жесткими вставками (рис. 2.9), в которой плита проезжей части аппроксимируется оболочечными КЭ, а главные балки – стержневыми КЭ. В данной модели жесткостные характеристики стержневых КЭ учитывают работу главных балок без плиты проезжей части. При этом стержневым КЭ задается смещение через жесткие вставки на величину равную расстоянию от центра тяжести плиты проезжей части до центра тяжести сечения главной балки.



Рисунок 2.8 – Пространственная деформация расчетной модели в виде «балочной клетки» (а), деформация плиты проезжей части в поперечном направлении при изгибе и сдвиге (б)



Рисунок 2.9 – Модель пролетного строения с жесткими вставками

На третьем этапе в местах исследуемого сварного узла В (рис. 2.5) производится замена оболочечных КЭ на модель с трехмерной конечноэлементной аппроксимацией (рис. 2.10а). Здесь передача мембранных и изгибных усилий через АЖТ от оболочечной модели фрагмента Б к трехмерной модели сварного узла В (рис. 2.5), обеспечивается совмещением срединной поверхности оболочечных КЭ с нейтральной осью сечения трехмерной модели. Ведущие узлы задаются оболочечным КЭ, а ведомые – трехмерным КЭ. Ведущий и ведомые им узлы могут принадлежать грани КЭ последующей модели (рис. 2.10б).



Рисунок 2.10 – Замена оболочечных КЭ на модель с трехмерной конечноэлементной аппроксимацией (а) и введение АЖТ между оболочечными и трехмерными КЭ (б)

В случае, когда ведущий и ведомые узлы не принадлежат одной грани (рис. 2.11а), осуществляется объединение ведущего узла с ведомыми, как показано на схеме рис. 2.11б. Все ведомые узлы трехмерных КЭ, находящиеся между двумя условными вертикалями, объединяются с ведущим узлом оболочных КЭ, который располагается между теми же условными вертикалями.



Рисунок 2.11 – Схема объединения ведущих и ведомых узлов в случае, когда они не лежат на одной грани

Единая расчетная модель с системой АЖТ обеспечивает адекватную передачу внешних силовых воздействий от фрагмента к фрагменту и дает возможность исследовать локальное распределение напряжений в зоне сварных соединений С учетом пространственной работы конструкции. Важной особенностью ее применения является то, что она значительно упрощает анализ действительной работы сварных узлов конструкций с учетом взаимодействия входящих в него конструктивных элементов при воздействии переменной нагрузки. Тем самым представляется возможным исследовать локальные переменные напряжения в потенциально опасных зонах сварных узлов во взаимосвязи с принятыми конструктивными формами элементов и способом приложения обращающейся подвижной нагрузки. Такая расчетная модель может эффективно применяться в рамках линейного поведения элементов конструкции при множестве различных схем нагружения. Вместе с тем, для применения описанного подхода к моделированию, важно устанавливать какие именно предельные размеры фрагментов и сварных узлов следует принимать при расчете мостовой конструкции. Далее, на примере балочного пролетного строения, приводится исследование по назначению оптимальных размеров фрагмента из оболочечных КЭ. Также приводятся исследования по назначению оптимальных размеров модели сварного узла.

2.2. Исследование объединения модели из стержневых конечных элементов с фрагментом из оболочечных конечных элементов

Стальным элементам, подверженным различным видам нагружения и работающим в упругой стадии поведения материалов, свойственен линейный характер распределения деформаций по высоте сечения, за исключением случая, когда проявляется стесненное кручение. Плоское сечение, как правило, может иметь четыре вида перемещений: продольное поступательное перемещение вдоль оси *X*, а также вращение и кручение относительно осей *X*, *Y*, *Z* (рис. 2.12).



Рисунок 2.12 – Независимые перемещения контура плоского сечения: а – поступательное вдоль оси *X*; б – угловое относительно оси *Z*; в – угловое относительно оси *Y*; г – крутильное относительно оси *X*

В расчетной модели с АЖТ, при передаче НДС от стержневых КЭ к фрагменту из оболочечных КЭ, контур сечения фрагмента может иметь перемещения, аналогичные приведенным на рис. 2.12. Причем в мостовых конструкциях компоненты перемещений могут проявляться как по отдельности, так и в условиях их комбинации. Для обоснования адекватности применения АЖТ, при моделировании нагружения фрагмента из оболочечных КЭ, ниже, на простом примере показан принцип передачи нагружения от стержневой модели к фрагменту модели из оболочечных КЭ, в соответствии со всеми видами перемещений контура сечения, представленных на рис. 2.12.

В качестве примера исследуется тонкостенная консольная балка длиной 6 м с коробчатым замкнутым сечением 800×600 мм и толщинами всех элементов 20 мм. В данном примере рассматривались три типа моделей (рис. 2.13), две из которых составлялись согласно схемам на рис. 2.6 и рис. 2.7, а третья модель являлась полноразмерной (эталонной), с аппроксимацией оболочными КЭ по всей ее длине. В первой модели (рис. 2.13а) стержневой КЭ, через АЖТ, объединялся в центре тяжести сечения части балки из оболочечных КЭ. Во второй модели (2.13б) стержневой КЭ объединялся в верхней части сечения балки из оболочечных КЭ.

консольной балки. Во всех моделях размер оболочечного КЭ был принят 100 мм. В таблице 2.1 приведены основные параметры расчетных моделей (число элементов и узлов, число неизвестных перемещений в узлах). Результатом исследования являлось сопоставление НДС по всем трем моделям.



Рисунок 2.13 – Расчетные модели для сопоставительного анализа передачи нагруженности через АЖТ от стержневых КЭ к оболочечным КЭ: а – модель 1; б – модель 2; в – модель 3

Модель	Число элементов	Число узлов	Число неизвестных перемещений в узлах
1	456	485	2298
2	456	485	2298
3	1797	1820	9216

Таблица 2.1 – Основные параметры расчетных моделей

В рамках сопоставления был учтен сложный вид деформирования балки, путем ее нагружения: косым изгибом; косым изгибом совместно со сдвигом; стесненным кручением. Для этого к свободному концу балки были приложены три независимых типа нагрузок: два изгибающих момента $M_y = M_z = 100$ т·м относительно поперечных осей сечения (косой изгиб); две поперечные силы $Q_y = Q_z = 100$ тс вдоль поперечных осей сечения (косой изгиб со сдвигом); крутящий момент $M_x = 100$ т·м относительно продольной оси сечения (стесненное кручение).

При сопоставлении определялись величины перемещений ведомых узлов АЖТ в расчетных моделях 1 и 2, которые затем сравнивались с перемещениями узлов сечения модели 3, расположенных в том же месте вдоль балки, то есть в четверти пролета. Величины перемещений определялись как обобщенные на основе зависимости:

$$D_{xyz} = \sqrt{D_x^2 + D_y^2 + D_z^2}, \qquad (2.5)$$

где D_x , D_y , D_z – поступательные перемещения вдоль осей *X*, *Y*, *Z*. Для сравнения НДС, во всех трех расчетных моделях измерялись приведенные напряжения в элементах балки, в зоне защемления, по зависимости:

$$\sigma = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + \sigma_y^2 + \sigma_x^2 + 6 \cdot \tau_{xy}^2}, \qquad (2.6)$$

где σ_x , σ_y , τ_{xy} – нормальные и касательные напряжения в оболочечном КЭ.

На рис. 2.14 приведены обобщенные перемещения ведомых узлов АЖТ в первых двух моделях, а также перемещения узлов сечения в модели 3, при двух видах нагружения, создаваемых косой изгиб балки (от моментов и поперечных сил). Характер перемещений узлов АЖТ и узлов сечения модели 3, в условиях косого изгиба, не имеют существенного расхождения. Различия между значениями перемещений по трем моделям не превышает 4%. Такая же закономерность наблюдается и в условиях стесненного кручения балки (рис. 2.15). Здесь расхождение между величинами перемещений узлов АЖТ по первым двум моделям не превышают 1%, что говорит об адекватности введения жестких вставок стержневых КЭ, в условиях, когда он примыкает к верху сечения оболочного фрагмента (рис. 2.7). Вместе с тем можно наблюдать некоторое расхождение между перемещениями узлов АЖТ с перемещениями узлов сечения модели 3, что объясняется проявлением в ней искажения контура сечения при

стесненном кручении. Однако такое расхождение незначительно и находится в пределах 4%.



Рисунок 2.14 – Обобщенные перемещения ведомых узлов АЖТ в модели 1 и 2, а также узлов в четверти сечения модели 3 при косом изгибе балки



Рисунок 2.15 – Обобщенные перемещения ведомых узлов АЖТ в модели 1 и 2, а также узлов в четверти сечения оболочечной модели при стесненном кручении

На рис. 2.16 приведен характер распределения напряжений (2.6) в балке по всем трем моделям в условиях косого изгиба. Расхождение в напряжениях при косом изгибе, как от действия моментов (рис. 2.16а), так и от действия поперечных сил (рис. 2.16б), не превышает 1%. Характер нагруженности фрагментов как качественно, так и количественно, идентичный по всем трем моделям.



Рисунок 2.16 – Приведенные напряжения в оболочечных КЭ в зоне защемления по трем моделям в условиях действия: а – косого изгиба, вызванного действием моментов; б – косого изгиба, вызванного действием поперечных сил

Вместе с тем наблюдается некоторое отличие между напряжениями по всем моделям при действии стесненного кручения (рис. 2.17). В условиях соблюдения в моделях одного и того же характера распределения напряжений по контуру сечения, значения напряжений по третьей модели в некоторых местах превышают напряжения, полученные по моделям с АЖТ (модель 1 и 2), а в некоторых местах оказываются меньшими. При этом расхождение между напряжениями по всем трем моделям не превышает 5%. В свою очередь расхождение по напряжениям между первой и второй моделью с АЖТ лежат в пределах 1%, что так же
подтверждает возможность присоединения стержневых КЭ к верху сечения (рис. 2.7) в условиях стесненного кручения элемента.



Рисунок 2.17 – Приведенные напряжения в оболочечных КЭ в зоне защемления по трем моделям в условиях действия стесненного кручения

Важно отметить, что такая закономерность передачи нагруженности оболочечным фрагментам через АЖТ, с незначительным различием между величинами перемещений и напряжений в элементах, соблюдается не при всех размерах фрагмента и форм сечений элемента. Это связано с тем, что использование жесткого сечения-вставки в виде АЖТ не всегда приемлемо в условиях, когда следует учесть искажение формы сечения. Неучет податливости в определенных местах конструкции может привести к неадекватным результатам расчета фрагмента, что лишает всякий смысл в использовании допущений связанных с АЖТ в виде плоских сечений. Назначение размеров фрагмента из оболочечных КЭ связано с рассмотрением конкретного случая, в зависимости от схемы конструкции, характера ее деформирования при эксплуатационных воздействиях, а также расположения исследуемого сварного узла.

В балочных пролетных строениях, сложное локальное НДС в узлах прикрепления ребер жесткости проявляется в результате поперечной деформации стенки из плоскости по всей высоте отсека. Это проявляется как в железнодорожных мостах, так и в автодорожных. В рамках назначения оптимальных размеров фрагментов из оболочных КЭ для балочных пролетных строений мостов, было проведено исследование на примере типового цельносварного железнодорожного пролетного строения (ТП 821) [40, 59]. Пролетное строение состоит из двух сварных главных балок пролетом 27 м, объединенных в пространственную конструкцию системой продольных и поперечных связей (рис. 2.18а). Высота главных балок - 2,1 м, расстояние между их осями – 2 м. Толщина стенки составляет 12 мм по все длине. Пояса балок состоят из пакетов листов 490×40 мм и 380×25 мм в пролете, 490×25 мм и 380×25 мм в приопорном участке. Стенки балок подкреплены поперечными ребрами жесткости с шагом 2 м и толщинами 10 мм, а также продольными ребрами жесткости по всей дине пролета толщинами 10 мм. Система связей состоит из прокатных уголков 90 × 90 × 9 мм и фасонок из листов толщиной 10 мм. Мостовое полотно на деревянных поперечинах с сечением 240 × 200 мм и шагом 350 мм. Деревянные поперечины объединены с верхними поясами балок через лапчатые болты. Как было сказано ранее, важное влияние на формирование сложного НДС элементов, в данном типе пролетного строения, оказывает прохождение каждого колеса подвижной нагрузки. Помимо основного изгиба главных балок возникает кручение верхнего пояса и деформация стенки из ее плоскости в отсеках (рис. 2.18б).



Рисунок 2.18 – Поперечное сечение сварного пролетного строения моста (а) и поперечная деформация стенки из плоскости (б)

Целью исследования являлось сравнение поперечных перемещений стенки, по вертикали между поперечными ребрами (рис. 2.19), при различных положениях колес железнодорожной подвижной нагрузки над отсеком стенки. В качестве подвижной нагрузки использовалась типовая тележка грузового вагона с осевой нагрузкой 250 кН.



Рисунок 2.19 – Место измерения поперечной деформации стенки железнодорожного пролетного строения

Сопоставительный анализ проводился по двум расчетным моделям. Первая аппроксимировала основные несущие модель элементы конструкции оболочечными КЭ по всей длине пролета (пояса балки, стенки балки, ребра жесткости и фасонки) (рис 2.20). Размер оболочечных КЭ в исследуемом отсеке составлял 25 мм, исходя из точности расчета в 5%, в условиях, когда размер КЭ не более 1/20 характерного размера исследуемого элемента [2, 43] (отсеки стенки балки), а в остальных местах – 50мм. Для адекватной передачи давления колес на пояса стенки – деревянные поперечины аппроксимировались трехмерными КЭ, при этом система связей, а также элементы верхнего строения пути (рельсы, контруголки и др.) аппроксимировались пространственными стержневыми КЭ. Вторая пролетного строения модель составлялась В соответствии АЖТ 2.6), использованием (рис. где основанная часть конструкции аппроксимировалась стержневыми КЭ и лишь средняя часть конструкции –

фрагментом из оболочными КЭ (рис. 2.21), который аппроксимировался аналогично первой модели. Параметры расчетных моделей приведены в таблице 2.2



Рисунок 2.20 – Расчетная модель железнодорожного пролетного строения с аппроксимацией осиновых несущих элементов оболочечными КЭ по всей длине

пролета (модель 1)



Рисунок 2.21 – Расчетная модель железнодорожного пролетного строения с использованием АЖТ (модель 2)

Таблица 2.2 – Основные параметры расчетных моделей

Модель	Число элементов	Число узлов	Число неизвестных перемещений в узлах
1	72473	81686	348390
2	25737	28321	123266

В расчетной модели с АЖТ длина оболочечного фрагмента назначалась в соответствии с тем, что деформация стенки балки, вызываемая эксцентричным приложением сосредоточенной вертикальной силы относительно оси стенки в пределах отсека, существенно проявляется только лишь в этом отсеке и двух смежных ему. На рис. 2.22 схематично представлены эпюры максимальных

поперечных перемещений стенки условной сплошностенчатой балки, в условиях приложения сосредоточенной силы к краю верхнего пояса в серединах отсеков. Стенка главной балки деформируется как неразрезная балка, у которой опорами являются узлы прикрепления вертикальных ребер жесткости к стенке. Для адекватной местной нагруженности сварного узла, в зоне прикрепления ребер жесткости, следует соблюсти характерную поперечную деформацию смежных этому узлу стенок балки в отсеках, которые в свою очередь зависят от деформации соседних им стенок. Это дает возможность в расчетной модели исследуемого пролетного строения с АЖТ (рис. 2.21) рассматривать фрагмент из оболочечных КЭ, включающий только лишь четыре отсека стенки, что и было учтено при составлении второй модели (рис. 2.21).



Рисунок 2.22 – Эпюра поперечных деформаций стенки в отсеках при положении сосредоточенной силы с эксцентриситетом относительно оси стенки

Анализ формирования НДС железнодорожного пролетного строения, по результатам численного расчета первой модели (рис. 2.20) показал, что наблюдается выраженная зависимость характера деформации стенки от положения колес подвижной нагрузки. Прохождение колеса тележки над отсеками существенно влияет на перераспределение их НДС. При положении середины тележки над поперечным ребром (рис. 2.23а) возникает симметричное поперечное деформирование стенки в отсеках, смежных сварному узлу прикрепления ребер. В верхних отсеках стенки возникают максимальные поперечные деформации одного знака, а в нижней – противоположного. Это соответствует S-образной форме поперечного изгиба стенки из плоскости. С приближением оси тележки к поперечному ребру (рис. 2.23б) возникает перераспределение НДС, что приводит к асимметрии деформирования стенок.



Рисунок 2.23 – Изополя поперечных перемещений вертикальной стенки в отсеках по первой модели: а – положение средины тележки над ребром; б – положение колеса тележки вблизи узла

Сопоставление результатов расчета поперечных перемещений по первой и второй модели показал, что закономерности формирования деформации стенки в рассматриваемом отсеке, по характеру и величине совпадают. На рис. 2.24 приведены поперечные перемещения стенки по всей ее высоте между поперечными ребрами, согласно схеме рис. 2.19. Перемещения получены в условиях положения средины тележки над ребром (рис. 2.23а) и вблизи узла прикрепления поперечного ребра к стенке (рис. 2.236), на расстоянии 350 мм от оси поперечного ребра. На рис. 2.24 линиями указаны перемещения, полученные по первой модели, точками – по второй модели с АЖТ. Расхождение между величинами перемещений не превышает 1%. На рис. 2.25. приведены изополя поперечных перемещений стенки второй расчетной во модели, при рассмотренных выше положениях тележки вагона. На границах фрагмента НДС несколько отличается, однако это никак не сказывается на результатах

поперечных перемещений исследуемой стенки. Деформация исследуемой стенки как количественно, так и качественно никак не отличается между моделями. Таким образом, для отображения адекватной нагруженности сварного узла прикрепления ребер можно рассмотреть фрагмент, включающий только лишь четыре отсека.



Рисунок 2.24 – Поперечные перемещения стенки балки по всей высоте, при различных положениях тележки вагона над отсеком стенки



Рисунок 2.25 – Изополя поперечных перемещений вертикальной стенки в отсеках по второй модели: а – положение средины тележки над ребром; б – положение колеса тележки вблизи узла

Представленное выше обосновывает адекватность фрагментарного аппроксимирования балочных пролетных строений оболочечными КЭ, в условиях, когда основанная часть конструкции аппроксимирована стержневыми КЭ. Для обоснования адекватной работы стержневой модели пролетного строения, в условиях ее объединения с фрагментом из оболочечных КЭ через АЖТ, было проведено исследование пространственного НДС автодорожного Объектом исследования неразрезное пролетного строения. было сталежелезобетонное пролетное строение по схеме 2×42 м представленное на рис. 2.26 и рис. 2.27. Пролетное строение состоит из сварных двутавровых балок высотой 1500 мм. Верхние пояса балок имеют переменную ширину и толщину. В пролете пояс имеет размеры 320×20 мм, а в надопорном участке 540×38 мм. Нижний пояс на всем протяжении имеет постоянные размеры 540 × 38 мм. Толщина стенки составляет 14 мм. Сварные балки пролетного строения объединены между собой монолитной железобетонной плитой проезжей части толщиной 220 мм, а также поперечными балками.



Рисунок 2.26 - Схема исследуемого автодорожного пролетного строения



Рисунок 2.27 – Поперечное сечение исследуемого автодорожного пролетного строения

Для получения пространственного нагружения конструкции, в первом пролете была приложена нормативная автодорожная нагрузки A15, как показано на рис. 2.28. Такое положение вызывает кососимметричный характер деформирования конструкции и несимметричные вертикальные перемещения главных балок в пролетах.



Рисунок 2.28 – Загружение пролетного строения подвижной нагрузкой АК

Для сопоставления рассматривались две расчетные модели. В первой модели оболочечными КЭ аппроксимировались основные элементы пролетного строения (плита проезжей части, элементы главных и поперечных балок) (рис. 2.29а). Объединение элементов железобетонной плиты и верхних поясов главных балок выполнено через двухузловые стержневые элементы большой С жесткостью, позволяющей обеспечить их совместную работу. Первая модель являлась эталонной. Вторая модель составлялась с использованием АЖТ, где основная часть конструкции аппроксимировалась стержневыми КЭ, в виде модели «балочная клетка» (рис. 2.8), а в надопорном участке часть конструкции аппроксимировалась фрагментом из оболочечных КЭ (рис. 2.29б). Фрагмент из оболочечных КЭ включал в себя участок, равный четырем отсекам стенки главной балки. Основные параметры расчетных моделей приведены в таблице 2.3.



б)

Рисунок 2.29 – Расчетные модели сталежелезобетонного пролетного строения: а – Модель 1 (отображена часть модели); б – Модель 2 (с АЖТ)

Таблица 2.3 – Основные параметры расчетных моделей

Модель	Число элементов	Число узлов	Число неизвестных перемещений в узлах
1	56952	53657	284068
2	7491	6806	39244

Сопоставление НДС расчетных моделей заключалось в сравнении величин перемещений главных балок в первом и втором пролете, а также напряжений в поясах наиболее нагруженной главной балки в первом пролете и в надопорном участке, согласно схеме приведенной на рис. 2.30. Результаты расчета НДС моделей приведены в таблице 2.4 и таблице 2.5.



Рисунок 2.30 – Схема положения контрольных точек для сопоставления результатов расчета НДС

$T_{OMM}(n_{10}, 2, 20)$	Модель 1	Модель 2 (с АЖТ)		
Точки (рис. 2.50)	Прогибы, мм			
T1	-42,53	-40,73		
T2	-36,33	-37,21		
Т3	-26,91	-28,14		
T4	-16,01	-16,27		
Τ5	-6,29	-5,97		
Τ6	2,46	2,74		
Τ7	16,69	16,30		
Τ8	13,32	13,26		
Т9	9,98	10,02		
T10	6,39	6,58		
T11 2,92		3,1		
T12	-0,46	-0,31		

Таблица 2.4 – Результаты расчета прогибов

Напряжения	Модель 1	Модель 2 (с АЖТ)	
(рис. 2.30)	Напряжения, МПа		
σ_1	62,1	61,5	
σ_2	-11,8	-11,3	
σ_3	-34,4	-34,2	
σ_4	5,7	5,9	

Таблица 2.4 – Результаты расчета в контрольных точках по двум моделям

Результаты расчета свидетельствуют о том, что НДС по расчетной модели с АЖТ (модель 2) практически совпадают с результатами расчета по первой модели. Расхождение между величинами перемещений и напряжений не превышает 4%.

По результатам верификации подхода, связанного с объединением стержневых КЭ модели конструкции с фрагментом из оболочечных КЭ, можно заключить, что АЖТ позволяет адекватно передавать нагруженность от простой аппроксимации модели к фрагменту с более сложной аппроксимацией. Адекватность передачи нагруженности через АЖТ соблюдается как в условиях примыкания стержневого КЭ к центру тяжести сечения фрагмента из оболочечных КЭ (рис. 2.6), так и в условиях примыкания стержневого КЭ к верхней части сечения, с введением стержневым КЭ жестких вставок (рис. 2.7). Применительно к балочным пролетным строениям, длина фрагмента из оболочечных КЭ, равная длине четырех отсеков стенки главной балки, позволяет с достаточной точностью отразить сложное НДС ее стенки балки.

2.3 Исследование объединения фрагмента модели из оболочечных конечных элементов с фрагментом модели из трехмерных конечных элементов

Сварные узлы мостовых конструкций следует аппроксимировать трехмерными четырехузловыми КЭ в виде тетраэдра. Такая форма элемента достаточно хорошо аппроксимирует все геометрические участки сварного узла и

при сгущении сетки КЭ позволяет достаточно точно оценить характер распределения напряжений, вызванный наличием концентраторов и стесненных деформаций. При этом можно применять тетраэдральные КЭ, как с линейной функцией формы, так и нелинейной [19, 102]. Нелинейная функция формы характеризуется наличием дополнительных промежуточных узлов на гранях КЭ и при достаточно грубой сетке КЭ, точность НДС модели не снижается, в сравнении с элементом, имеющим линейную функцию формы.

В модели сварного узла следует соблюдать определенные области разбиения. В потенциально опасных местах, в зоне сварных швов, предлагается формировать сетку трехмерных КЭ в виде «сферы», в которой КЭ с наименьшими размерами элементов находится вблизи вероятного места зарождения трещины, например линия сплавления шва (рис. 2.31).



Рисунок 2.31 – Пример аппроксимации сварного узла пролетного строения трехмерными КЭ

Условная «сфера» наносится таким образом, что ее центром является точка, в которой оцениваются локальные напряжения. При этом величина радиуса «сферы» зависит от области в основном металле, где необходимо исследовать характер распределения напряжений, так как именно в зоне условной «сферы» должны соблюдаться размеры КЭ, достаточные для определения локальных напряжений. Радиус «сферы» должен составлять не менее 1,4 *t*, где *t* – толщина основного металла. Данная величина связана с тем, что существующие методы назначения расчетных ХСУ по локальным напряжениям требуют подробного рассмотрения напряжений на расстоянии от концентратора до 1,4*t*. Начиная от границы «сферы» может идти плавный переход в виде увеличения размеров КЭ к границам модели сварного узла, к которой примыкают оболочечные КЭ.

Основной задачей, в рамах данного исследования, являлось выявление допустимого диапазона размеров элементов сварного узла с тем, чтобы можно было снизить число вводимых трехмерных КЭ при аппроксимации сварного узла, а также с достаточной точностью выявлять локальных характер распределения напряжений в потенциально опасных зонах.

Исходя из анализа мест усталостных повреждений сварных узлов балочных пролетных строений мостов, было выявлено, что в подавляющем большинстве трещины зарождаются в узлах, основанных на сварных соединениях с приваркой продольных ребер (рис. 2.32а). Такие соединения встречаются в узлах прикрепления поперечных ребер к стенкам главных балок, в зоне прикрепления продольного ребра ортотропной плиты к стенке поперечной балки и прочих Сложное НДС элементов такого соединения местах. В составе узла обусловливается пространственным металлической изгибом пластины V окончания шва приварки продольного ребра. Пространственный изгиб, в свою очередь, во взаимосвязи со сварным швом приводит к стеснению деформаций у линии сплавления шва. Трещины усталости в таких соединениях в основном зарождаются по линии сплавления шва на конце продольного ребра. Основные размеры исследуемого сварного соединения приведены на рис. 2.32б. Соединение представляет из себя металлическою пластину 250×300×12 мм, к которой

приварены с обеих сторон продольные ребра 60 × 70 × 12 мм. Катет углового шва составляет 10 мм, при этом соотношение катетов – 1:1.



Рисунок 2.32 – Зона образования трещин усталости в сварном соединении с приваркой продольного ребра (а) и основные размеры сварного соединения для исследования размеров модели узла с АЖТ (б)

Размеры основной пластины сварного соединения были назначены исходя из необходимости варьирования размерами модели из трехмерных КЭ. То есть проводился итерационный расчет, в котором рассматривалась полноразмерная модель соединения из трехмерных КЭ (рис. 2.33а) и модели с АЖТ (рис. 2.33б), в которых области основной пластины из трехмерных КЭ последовательно уменьшались до определения минимально допустимых размеров (рис. 2.33в).



Рисунок 2.33 – Изменение размеров модели сварного соединения из трехмерных КЭ для установления минимально допустимых размеров

При итерационном расчете, минимально допустимые размеры модели из трехмерных КЭ назначались исходя из начала расхождения НДС между моделью с АЖТ и моделью с полной аппроксимацией трехмерными КЭ. Для воссоздания пространственного изгиба пластины и стесненных деформаций у окончания шва приварки продольного ребра, В нижней части сварного соединения устанавливалось жесткое защемление, при этом к одной из сторон пластины прикладывалось давление величиной 0,01 МПа (рис. 2.34а). В расчетных моделях из трехмерных КЭ, с различными размерами основной пластины, сравнивались величины поперечных перемещений пластины и приведенных напряжений (2.6) по линиям 1 и 2 (рис. 2.34б). Длина линий составляет 1,4t. Также в рамках исследования проводилось сравнение результатов расчета в зависимости от применения трехмерных КЭ с линейной и нелинейной функцией формы при различных размерах КЭ.



Рисунок 2.34 – Граничные условия и нагрузки в модели (а), а также места определения перемещений и напряжений для сопоставления (б)

Результаты сопоставления показывают, что закономерность распределения перемещений и напряжений в зоне сварного соединения по линиям 1 и 2 (рис. 2.34б) соблюдается при уменьшении размеров модели из трехмерных КЭ с АЖТ (рис. 2.33) до размеров, где расстояние от линии сплавления шва до края модели не менее 25 мм, то есть около 2*t* (рис. 2.35). В указанном диапазоне размеров

($\leq 2t$), в модели с АЖТ расхождение значений перемещений и напряжений не более 1%. На рис. 2.36 линиями отображены расчетные значения, полученные исходя из полноразмерной модели сварного соединения, а точками отображены расчетные значения модели с АЖТ с минимальными размерами (2*t*) (рис. 2.35).



Рисунок 2.35 – Установленные минимально допустимые размеры сварного соединения из трехмерных КЭ для модели с АЖТ



Рисунок 2.36 – Распределение перемещений (а) и приведенных напряжений (б) в расчетных моделях, вдоль линий, согласно схеме на рис. 2.34б (линиями нанесены результаты полноразмерной модели, точками – по модели с АЖТ)

Результаты, приведенные на рис. 2.36, а также характер распределения изополей перемещений и напряжений (рис. 2.37 и рис. 2.38), подтверждают

адекватность работы АЖТ в виде плоского сечения при передаче нагруженности фрагмента из оболочечных КЭ к модели сварного узла из трехмерных КЭ.



Рисунок 2.37 – Изополя перемещений пластины в полноразмерной модели сварного соединения (а) и модели с АЖТ (б) в мм



Рисунок 2.38 – Изополя приведенных напряжений в пластине полноразмерной модели сварного соединения (а) и модели с АЖТ (б) в МПа

По результатам исследований также было установлено, что в случае использования тетраэдральных КЭ с нелинейной функцией формы, вполне достаточно использовать размер КЭ равный 0,5*t*, для отражения общей

деформации конструктивных элементов сварного узла, при этом в зоне сварного соединения, в местах концентрации напряжений, размер КЭ может составлять 1 мм. Для элементов с линейной функцией формы и для общей деформации конструктивных элементов сварного узла размер КЭ не должен превышать 0,2*t*, а в местах концентрации напряжений – 0,5 мм. На рис. 2.39 приведены величины перемещений и приведенных напряжений в зоне сварных соединений, в которых имеются КЭ с линейной и нелинейной функцией формы, в соответствии с размерами КЭ указанными выше. На рисунке линиями нанесены результаты, полученные для модели с нелинейной функцией формы КЭ, точками - с линейной функцией формы КЭ. Расхождение величин перемещений и напряжений не превышает 5%.



Рисунок 2.39 – Распределение перемещений (а) и приведенных напряжений (б) в расчетных моделях, вдоль линий, согласно схеме на рис. 2.34б (линиями нанесены результаты по модели с нелинейной функцией формы КЭ, точками – с линейной функцией КЭ

По результатам проведенных исследований установлено, что расчетная модель с АЖТ позволяет обеспечить адекватную передачу нагруженности от фрагмента из оболочечных КЭ к модели сварного узла из трехмерных КЭ. Установленные оптимальные размеры модели сварного узла позволят адекватно определять локальное НДС в потенциально опасных местах сварных узлов при

использовании модели мостовой конструкции с фрагментарным объединением системой АЖТ

2.4. Выводы по разделу 2

1. Предложена методика расчета локального НДС в сварных узлах на основе аппроксимации конструкции разнотипными КЭ с введением между ними связующего элемента – АЖТ. При соблюдении определенных условий, АЖТ в виде плоского сечения, позволяет адекватно передавать нагруженность от стержневой модели конструкции к оболочечной модели фрагмента, с последующей передачей нагруженности от фрагмента к трехмерной модели сварного узла, при различных схемах положения обращающейся подвижной нагрузки.

2. Установлены оптимальные размеры вводимых фрагментов из оболочечных КЭ и модели сварных узлов из трехмерных КЭ. В случае рассмотрения балочного пролетного строения, достаточно вводить фрагмент, включающий в себя лишь четыре отсека стенки. Для сварного узла достаточно создавать трехмерную модель, в которой расстояние от линии сплавления шва до границы модели не менее 2*t*, где *t* – толщина основного металла.

5. Также установлено, что в случае использования модели сварного узла их тетраэдральных КЭ с нелинейной функцией формы, вполне достаточно использовать размер КЭ равный 0,5*t* для моделирования общей деформации конструктивных элементов сварного узла, в местах концентрации напряжений размер КЭ может составлять 1 мм. Для элементов с линейной функцией формы размер КЭ при моделировании общей деформации конструктивных элементов сварного узла не должен превышать 0,2*t*, при этом в местах концентрации напряжений напряжений – 0.5 мм.

РАЗДЕЛ 3

МОДЕЛЬ НАЗНАЧЕНИЯ РАСЧЕТНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК СОПРОТИВЛЕНИЯ УСТАЛОСТИ СВАРНЫХ УЗЛОВ МОСТОВ ПО ЛОКАЛЬНЫМ НАПРЯЖЕНИЯМ

3.1 Исследование закономерностей распределения локальных напряжений в сварных соединениях

3.1.1 Методика проведения исследования

Как было отмечено в первом разделе, определение локальных напряжений в «горячей точке» (в точке зарождения трещин) затруднительно, так как в ней имеется целый ряд неопределенностей, связанных с геометрией в зоне перехода от металла шва к основному, формой сварного шва и пр. Поэтому для расчета выносливости сварных узлов по локальным напряжениям целесообразным является установление расстояния от линии сплавления шва, удовлетворяющего условиям, при которых геометрические особенности шва перестают сказываться, а также удаление от шва достаточное для учета сложного НДС. Установление такой точки возможно на основе численных исследований закономерностей распределения локальных напряжений в сварных соединениях, оформленных в соответствии с техническими условиями на изготовление мостовых конструкций.

Сварные швы в мостовых конструкциях, по их ответственности, разделены на три категории [14, 27]. Первая категория – это наиболее ответственные швы, в которых допускаются минимальные размеры отклонений от номинальных размеров геометрических форм. С ростом категории, предельно допустимые размеры отклонений от номинальных размеров увеличиваются. В таблице 3.1. приведены категории сварных швов в зависимости от типов сварных узлов и требованиям условий нагружения, согласно действующих ИХ норм проектирования мостов [14]. Важной особенностью этих категорий является то, что для каждой из них есть четко регламентированные данные о возможных формах сварного шва и предельно допустимых отклонениях от номинальных параметров (таблица 3.2). Наибольший интерес для проведения исследований представляют угловые сварные швы, так как исходя из анализа мест зарождения трещин усталости в мостовых конструкциях, повреждения, в основном, фиксируются по линии сплавления угловых швов. Исходя из этого, были отобраны основные типы возможных геометрических отклонений в форме углового сварного шва, которые могут влиять на распределение локальных напряжений вблизи линии сплавления шва (см. таблицу 3.2).

Таблица 3.1 – Категории сварных швов в зависимости от типов сварных узлов мостовых конструкций и условий их нагружения

Категория	Описание сварных узлов
	1. Поперечные и продольные стыковые швы поясов и стенок главных
	балок, элементов ферм, элементов ортотропных плит, в т.ч. стыковые
	швы трапециевидных продольных ребер.
T	2. Стыковые швы, прикрепляющие узловые фасонки к поясам балок
1	и элементам ферм.
	3. Угловые поясные швы нижних и верхних поясов главных балок, а
	также угловые швы тавровых соединений, работающие на отрыв и
	срез при растяжении или изгибе со сплошным проплавлением.
	4. Угловые поясные швы нижних и верхних поясов главных балок, а
	также угловые швы тавровых, угловых и нахлесточных соединений,
П	работающие на отрыв и срез при растяжении или изгибе с неполным
11	проплавлением.
	5. Стыковые швы, прикрепляющие гибкие упоры к поясам главных
	балок сталежелезобетонных пролетных строений.
	6. Угловые поясные швы, а также угловые швы тавровых, угловых и
	нахлесточных соединений, работающие на сжатие с неполным
	проплавлением.
TT	7. Угловые швы, прикрепляющие к основным металлоконструкциям
111	вертикальные и горизонтальные ребра жесткости, диафрагмы и
	фасонки связей
	8. Угловые швы, прикрепляющие элементы связей к фасонкам и
	ребрам жесткости.

Таблица 3.2 – Типы возможных геометрических отклонений от номинальных параметров сварных соединений

Отклонение от		Допустимые отклонения по категориям швов			
номинальных размеров сварного шва	Схематическое изображение	Ι	П	III	
Превышение усиления углового шва (выпуклость), <i>h</i> - превышение		$h \le 1 + 0.1t$ мм, но не более 2 мм	<i>h</i> ≤ 1 + 0,15 <i>t</i> мм, но не более 3 мм	<i>h</i> ≤ 1 + 0,25 <i>t</i> мм, но не более 4 мм	
Увеличения катета углового шва, K_{ϕ} - фактический катет $h = K_{\phi}$ - К	h h h h h h h h h h h h h h h h h h h	$h \le 1 + 0,1$ К, мм, но не более 2 мм	$h \le 1 + 0,15$ К, мм но не более 3 мм	<i>h</i> ≤ 1 + 0,2К, мм, но не более 4 мм	
Асимметрия углового шва, К ₁ - фактический катет <i>h</i> = K ₁ - K ₂	k_2 h	<i>h</i> ≤ 1 + 0,1К, мм	<i>h</i> ≤ 1,5 + 0,1К, мм	<i>h</i> ≤ 2,0 + 0,1К, мм	
Угол сопряжения поверхности усиления шва с основным металлом		α≥120°	$\alpha \ge 110^{\circ}$	$\alpha \ge 100^{\circ}$	
Увеличенный зазор в соединении		<i>h</i> ≤ 0,5 + 0,1К, мм, но не более 2 мм	<i>h</i> ≤ 0,5 + 0.15К, мм, но не более 2,5 мм	<i>h</i> ≤1+0,2К, мм, но не более 3,0 мм	

Методика исследования предполагает последовательное рассмотрение влияния каждого возможного формообразования сварного шва, в отдельности, на характер распределения локальных напряжений вблизи линии сплавления шва. Исследования проводились на тавровых, крестообразных и, с приваркой продольных ребер, сварных соединениях, так как именно такие типы соединений являются основой сварных узлов с угловыми швами мостовых конструкций, наиболее подверженных усталостью.

Анализ конструктивных решений узлов пролетных строений мостов, подверженных усталостью, показывает, что трещины зарождаются преимущественно в элементах с толщинами от 8 до 24 мм. Исходя из этого, для исследований использовались сварные соединения с толщинами элементов в данном диапазоне. При этом размеры катетов углового шва рассматривались минимальные и предельно допустимые, при характерных толщинах элементов, согласно требованиям норм проектирования стальных конструкций общего назначения [16]. Соотношения катетов сварного шва принимались 1:1 и 1:2. Для исследования влияния геометрии шва в зоне перехода от металла шва к основному металлу, использовались обобщенные данные измерений радиусов переходов в различных сварных соединениях, выполненных автоматической и ручной дуговой сваркой. Согласно данным [8], размеры радиусов перехода могут находиться в диапазоне от 0,1 до 1,0 мм. В исследовании рассматривались два вида нагружения сварных соединений: осевое растяжение и плоский изгиб.

Исследование закономерностей распределения напряжений в сварных соединениях было выполнено с использованием МКЭ. Расчетные модели исследуемых типов сварного соединения создавались с соответствующей точностью аппроксимации конечными элементами. Для сварных соединений тавровых, крестообразных и с приваркой поперечных ребер, рассматривались плоскодеформируемые расчетные модели, а для сварных соединений с приваркой продольных ребер – трехмерные модели. Расчет выполнялся в рамках упругого поведения материалов. В результате выполненных расчетов анализировались графики, В которых наносились линии, аппроксимирующие локальные напряжения вблизи сварных швов, с учетом рассмотренных геометрических отклонений из таблицы 3.2, а также с учетом номинальных параметров сварного шва. Последующий анализ графиков заключался в выявлении точки в основном металле на определенном расстоянии от линии сплавления шва, после которой прекращается сказываться влияние геометрических отклонений формы шва на локальные напряжения.

3.1.2 Исследование закономерностей распределения напряжений в зоне сварных соединений

Ниже представлен анализ характера распределения локальных напряжений на примере крестообразного сварного соединения с толщинами основного металла 12 мм, соотношением катета углового шва 1:1 и III категории качества изготовления сварных швов (рис. 3.1).



Рисунок 3.1 – Крестообразное сварное соединение с толщинами элементов 12 мм: а – размер катета К = 6 мм; б – размер катета К = 14 мм

Вначале исследовалось влияние номинальных размеров катета шва в соединении, при его наименьшей и наибольшей величине, на характер распределения локальных напряжений. Было установлено, что влияние размера катетов шва на характер распределения напряжений наблюдается лишь вблизи линии сплавления шва (рис. 3.2).



Рисунок 3.2 – Распределение локальных напряжений в зоне сварного соединения при разных номинальных размерах катета шва

Превышение усиления углового шва (выпуклость) в зоне линии сплавления приводит к понижению напряжений примерно на 4%, при размере катета 6 мм (рис. 3.3а), а при катете 14 мм, усиление шва практически не сказывается на напряжения (рис. 3.3б). При двух размерах катета шва, расхождение между напряжениями сохраняется на расстоянии около 2 мм от линии сплавления шва, после чего оно практически не проявляется.



Рисунок 3.3 – Влияние превышения усиления углового шва (выпуклость) на характер распределения локальных напряжений: а – К = 6 мм; б – К = 14 мм

На рис. 3.4. представлено влияние превышения катета углового шва на характер распределения напряжений в зоне сварного соединения. Превышение влияет незначительно. В зоне линии сплавления превышение катета шва понижает напряжения примерно на 1%, при размере катета 6 мм (рис. 3.4а) и 14 мм (рис. 3.4б). Незначительное расхождение между напряжениями сохраняется на расстоянии около 2 мм от линии сплавления шва, после чего оно прекращает проявляться.



Рисунок 3.4 – Влияние увеличения катета углового шва на характер распределения локальных напряжений в зоне сварного соединения: а – К = 6 мм; б – К = 14 мм

На рис. 3.5. представлено влияние асимметрии углового шва на характер распределения напряжений в зоне сварного соединения. Асимметрия шва, также как и превышение катета шва, не существенно влияет на изменение характера распределения локальных напряжений. В зоне линии сплавления расхождение между напряжениями практически не проявляется. При этом лишь незначительное расхождение проявляется в пределах 2 мм от линии сплавления шва.



Рисунок 3.5 – Влияние асимметрии углового шва на характер распределения локальных напряжений: а – К = 6 мм; б – К = 14 мм

На рис. 3.6. представлено влияние угла сопряжения поверхности усиления шва с основным металлом на характер распределения напряжений в зоне сварного соединения. Угол сопряжения влияет незначительно. В зоне линии сплавления расхождение между напряжениями практически не проявляется, как в случае размера катета 6 мм (рис. 3.6а), так и 14 мм (рис 3.6б). Незначительное расхождение проявляется лишь в пределах 2 мм от линии сплавления шва.



Рисунок 3.6 – Влияние угла сопряжения поверхности усиления шва с основным металлом на характер распределения локальных напряжений в зоне сварного соединения: а – К = 6 мм; б – К = 14 мм

На рис. 3.7. представлено влияние увеличенного зазора на характер распределения напряжений в зоне сварного соединения. В зоне линии сплавления повышаются напряжения в среднем на 14%, при размере катета 6 мм (рис. 3.7а) и 14мм (рис. 3.7б). Расхождение между напряжениями перестает наблюдаться по мере удаления от линии сплавления шва после 2 мм.



Рисунок 3.7 – Влияние увеличенного зазора на характер распределения локальных напряжений в зоне сварного соединения: а – К = 6 мм; б – К = 14 мм

На рис. 3.8. представлено влияние радиусов различной величины в зоне перехода от металла шва к основному металлу на характер распределения напряжений. Наличие радиуса в диапазоне размеров от 0 до 1 мм существенно проявляется лишь на расстоянии до 1,5 мм от линии сплавления шва. Начиная от 1,5 мм влияние радиуса, в зоне линии сплавления шва, перестает сказываться на напряжения. Такая закономерность, в частности, подтверждается данными исследований, полученными другими исследователями [134].





По результатам анализа характера распределения напряжений в сварном соединении установлено, что наибольшее влияние на локальные напряжения оказывает: превышение усиления шва, предельная величина зазора в зоне сопряжения, радиус закругления в зоне перехода от металла шва к основному металлу. Наименьшее влияние оказывает угол сопряжения шва, превышение катета шва и его асимметрия. На рис. 3.9 представлено обобщение характера распределения напряжений в сварном соединении с учетом рассмотренных выше геометрических форм сварного шва. Исходя из анализа распределения

напряжений было установлено, что влияние геометрии сварного шва практически перестает сказываться на удалении от линии сплавления шва на величину 0,17t, где t – толщина основного метала. Расхождение между локальными напряжениями в сварных соединениях, в установленной точке, не превышает 5%. Аналогичная закономерность распределения локальных напряжений наблюдается и в других типах сварных соединений (тавровых, с приваркой продольных и поперечных ребер), с различными размерами шва, соотношениями катетов, а также толщинами элементов.



Расстояние от линии сплавления шва, мм

Рисунок 3.9 – Обобщение характера распределения напряжений с учетом рассмотренных геометрических формообразований сварного шва

3.2. Назначение расчетных характеристик сопротивления усталости по локальным напряжениям

Для пересчета расчетных ХСУ из номинальных напряжений в локальные $\sigma_{0,17t}$, были установлены обобщенные теоретические коэффициенты концентрации напряжений $\alpha_{0,17t}$ для разных групп элементов, с помощью которых может осуществляться перевод кривых усталости из номинальных напряжений в локальные. Перевод кривых выполняется путем умножения теоретического коэффициента концентрации напряжений $\alpha_{0,17t}$ на ограниченный размах

номинальных напряжений $\Delta \sigma_D$, при заданном числе циклов нагружения N_D . В этом случае кривая усталости только лишь эквидестантно сместится вверх (рис. 3.10), так как углы наклона кривой в логарифмической шкале остаются неизменными.



Рисунок 3.10 – Смещение кривой усталости вверх при переводе ее из номинальных напряжений в локальные $\sigma_{0.17t}$

Значения предлагаемых коэффициентов для тавровых $\alpha_{0.17t}$ (крестообразных) и, с приваркой продольных ребер, сварных соединений приведены в таблице 3.3. В этой таблице, применительно к тавровым соединениям коэффициент $\alpha_{0.17t}$ составляет 1,1. Для соединений с приваркой продольного ребра коэффициент $\alpha_{0,17t}$ составляет 1,45. В случае, когда длина ребра l более 100 мм, локальные напряжения следует снижать на 11%, в результате чего коэффициент составляет 1,3. Применительно к мостовым конструкциям, для перевода расчетных кривых усталости следует использовать данные усталостных испытаний сварных образцов, отвечающих техническим условиям на изготовление ответственных сварных конструкций. Такие данные могут быть взяты из действующих норм проектирования мостов или из базы данных кривых усталости [46, 85, 102]. Исходя из этого, предлагается построение

расчетных кривых усталости, выраженных в локальных напряжениях $\sigma_{0,17t}$, выполнять на основе зависимости:

$$N_i = N_D \cdot \left(\frac{\alpha_{0,17t} \Delta \sigma_D}{\Delta \sigma_{0,17t_i}}\right)^m = N_D \cdot \left(\frac{\Delta \sigma_{D0,17t}}{\Delta \sigma_{0,17t_i}}\right)^m , \qquad (3.1)$$

где N_i — число циклов при действующем размахе переменных локальных напряжений в зоне сварного шва $\Delta \sigma_{0,17ti}$;

m – угол наклона кривой усталости в логарифмической шкале.

Таблица 3.3 – Значения коэффициентов концентрации напряжений $\alpha_{0,17t}$ для пересчета ХСУ из номинальных напряжений в локальные $\sigma_{0,17t}$

Тип сварного соединения	Значения коэффициентов $\alpha_{0,17t}$	
Тавровое и крестообразное соединение	1,1	
and the second s	1,45 для <i>l</i> ≤100 мм	
С приваркой продольных ребер	1,3 для <i>l</i> >100 мм	

В случае действия сложного НДС в элементах, в котором при каждом цикле нагружения одновременно проявляется комбинация действия нормальных и касательных напряжений, следует оперировать потоками главных напряжений (3.2). Расчет по главным напряжениям предлагается выполнять на основе рекомендаций МИС [102]. Этими рекомендациями допускается, что в случае отклонения траектории действия главных напряжений от оси, перпендикулярной к линии сплавления шва, в зоне образования трещины, на угол $\varphi = \pm 60^{\circ}$ (рис. 3.11), кривая усталости может приниматься как для соединения испытанного при действии усилий под углом $\varphi = 0^{\circ}$.

$$\sigma_{0,17t,1,3} = \frac{\sigma_{0,17t,x} + \sigma_{0,17t,y}}{2} \pm \frac{1}{2} \cdot \sqrt{(\sigma_{0,17t,x} - \sigma_{0,17t,y})^2 + 4 \cdot \tau_{0,17t,xy}^2}.$$
 (3.2)



Рисунок 3.11 – Схема траектории действия главных напряжений в сварном соединении под углом *φ*, относительно оси, перпендикулярной к линии сплавления шва, в зоне образования трещины

Для оценки пригодности предлагаемой модели назначения расчетных ХСУ, в дальнейшем приводится сопоставительный анализ расчетной долговечности по локальным напряжениям $\sigma_{0,17t}$, с результатами натурных испытаний и с альтернативными методами расчета: метод напряжений σ_{eff} в «эффективном концентраторе» и метод экстраполяции напряжений σ_{hs} в «горячую точку».

3.3 Сопоставительный анализ расчетной долговечности сварных узлов с результатами эксперимента

3.3.1 Методика проведения сопоставительного анализа

В рамках сопоставления с экспериментом принимались результаты усталостных испытаний в лабораторных условиях сварных образцов-фрагментов с различными конструктивными формами при простом и сложном НДС. Для этого использовались данные в открытых литературных источниках, публикациях и научных отчетах [35, 63, 67, 122, 142, 148, 156]. Экспериментальные образцы воспроизводили сварные узлы, которые основывались на тавровых, крестообразных, с приваркой продольных и поперечных ребер сварных соединениях с высоким уровнем остаточных напряжений (более $0,5R_y$). Общее число испытанных образцов для сопоставления составило 75.

Расчет по методу напряжений σ_{eff} в «эффективном концентраторе» основывался на введении фиктивного радиуса $\rho_f = 1$ мм и определении локальных напряжений в концентраторе по линии сплавления шва. По методу экстраполяции напряжений σ_{hs} в «горячую точку», в зоне сварных соединений, выполнялось экстраполирование напряжений по точкам 0,4*t*, 1,0*t* и 1,4*t*, согласно рекомендациям МИС:

$$\sigma_{hs} = 2,52 \cdot \sigma_{0.4t} - 2,24 \cdot \sigma_{0.9t} + 0,72 \cdot \sigma_{1.4t}, \tag{3.3}$$

Для расчета локальных напряжений составлялись модели сварных узлов (образцов) с аппроксимацией трехмерными КЭ тетраэдральной формы с линейной функцией формы. Для расчета размахов локальных переменных напряжений $\Delta \sigma_{eff}$, размеры КЭ в зоне «эффективного концентратора» назначались в соответствии с рекомендациями [102]. При этом, для расчета напряжений $\Delta \sigma_{0,17t}$ и $\Delta \sigma_{hs}$, размеры КЭ в зоне сварных соединений назначались согласно результатам исследований, полученных во втором разделе.

Расчет числа циклов до образования трещин в образцах по методу локальных напряжений $\sigma_{0,17t}$ выполнялся на основе выражения (3.1), а по двум другим методам – на основе выражений (3.4) и (3.5).

$$N_i = N_D \cdot \left(\frac{\Delta \sigma_{D,eff}}{\Delta \sigma_{eff}}\right)^m,\tag{3.4}$$

$$N_i = N_D \cdot \left(\frac{\Delta \sigma_{D,hs}}{\Delta \sigma_{hs}}\right)^m,\tag{3.5}$$

где N_i — число циклов при действующем размахе переменных локальных напряжений $\Delta \sigma_{eff}$, $\Delta \sigma_{hs}$ в зоне сварного шва;
$\Delta \sigma_{D,eff}$, $\Delta \sigma_{D,hs}$ – ограниченные размахи переменных напряжений при заданном числе циклов N_D .

Параметры N_D , $\Delta \sigma_D$ и *m* в выражении (3.1) назначались согласно требованиям действующих норм проектирования мостов [14]. При этом параметры N_D , $\Delta \sigma_{D,eff}$, $\Delta \sigma_{D,hs}$ и *m* в выражениях (3.4) и (3.5) назначались согласно рекомендациям МИС [102]. Принятые параметры выражений для расчета долговечности сварных образцов приведены в Приложении А.

3.3.2 Долговечность сварных узлов в условиях простого переменного напряженно-деформированного состояния

В случае простого НДС, за исходные были приняты результаты усталостных испытаний серии сварных образцов с двухсторонней приваркой тавровых и двутавровых элементов к несущей пластине [156]. Условно образцы разделены на группы и имеют следующее обозначение: TN50, TN100, TN200 – образцы с приваркой тавровых элементов, в которых продольные ребра (стенка тавра) имеют длины 50, 100 и 200 мм (рис. 3.12а, б, в); HN200, HS200 – образцы с приваркой двутавровых элементов (рис. 3.13а, б). В образце на рис. 3.13б, в стенке двутавра длиной 200мм, имеются выкружки радиусом 35 мм, вблизи примыкания к полкам.



Рисунок 3.12 – Сварные образцы с двухсторонней приваркой тавровых элементов: а – TN50; б – TN100; в – TN200



Рисунок 3.13 – Сварные образцы с двухсторонней приваркой двутавровых элементов: а – HN200; б – HS200

Сварные образцы изготавливались из низколегированной стали SM490YA с пределом текучести 440 МПа. Все элементы образцов имели толщины 9 мм, катеты угловых швов 6мм. Образцы испытывались на осевое растяжение при отнулевом цикле нагружения $\rho = 0$. При проведении испытаний использовалось от 5 до 6 образцов для каждой группы образцов. При этом каждая группа испытывалась при разных уровнях нагружения. На рис. 3.14 схематически приведены места образования трещин усталости в разных группах образцов.



Рисунок 3.14 – Места образования трещин усталости в разных группах сварных образцов

Трещины в образцах образовывались по линии сплавления шва, в местах наибольшей концентрации напряжений. Для определения расчетной долговечности образцов были составлены трехмерные модели (рис. 3.15 и рис.

3.16), в соответствии с геометрическими размерами образцов. Введение фиктивных радиусов ρ_f , а также сгущение КЭ сетки для определения напряжений σ_{eff} , напряжений σ_{hs} , экстраполированных в «горячу точку» и локальных напряжений $\sigma_{0,17t}$, проводилось в местах образования трещин усталости (рис. 3.14).



Рисунок 3.15 – Общий вид КЭ моделей сварных образцов TN100 (a) и TS200 (б)



Рисунок 3.16 – Сгущение КЭ сетки в зоне сварных соединений: а – для определения напряжений σ_{hs} и локальных напряжений $\sigma_{0,17t}$; б – для определения напряжений σ_{eff}

Как известно, при повышении длины продольного ребра, привариваемого к горизонтальной пластине, от $l \le 50$ мм до $l \le 300$ мм (где l - длина продольного ребра), предел выносливости сварного соединения при $2 \cdot 10^6$ циклов нагружения может снижаться от 80 до 50 МПа [85, 102]. Это связано с тем, что с повышением

длины продольного ребра увеличиваются локальные напряжение в зоне сварного шва, что, в свою очередь, и понижает выносливость сварного соединения. Рассматриваемые методы расчета должны автоматически учитывать снижение долговечности при различных длинах ребер. В свою очередь влияние выкружки в продольном ребре образца HS200 должно также автоматически учитываться рассматриваемыми методами расчета. Результаты расчета долговечности сварных образцов, а также данные натурных испытаний, приведены в таблице 3.4.

	Действующий размах номинальных напряжений ⊿о, МПа	Число циклов до образования трещин усталости N, ·10 ³ циклов				
Образец		по методу напряжений <i>σ_{eff}</i> в «эффективном концентраторе»	по методу экстраполяции напряжений <i>о_{hs}</i> в «горячую точку»	по методу локальных напряжений $\sigma_{0,17t}$	по результатам испытаний	
	105	663,6	669,7	637,0	1243	
TN50	122	421,7	421,7	409,6	1124, 760	
	140	278,6	285,5	271,2	523, 450	
	105	421,7	488,2	443,7	989	
TN100	122	269,2	310,8	282,7	705, 841	
	140	177,9	204,0	188,7	309, 284	
	82	600,5	579,6	554,7	1589, 2134	
TN200	105	286,5	281,5	264,8	739	
	122	182,2	179,5	169,5	573, 549	
	105	500,5	509,2	554,7	1988, 2131	
HN200	122	310,7	324,5	354,0	658, 684	
	140	205,9	212,5	232,9	434, 376	
HS200	105	496,5	423,4	439,4	1153, 1581	
	122	316,4	272,0	280,8	825, 740	
	140	209,9	179,5	185,4	417, 448	

Таблица 3.4 – Результаты расчета долговечности и испытаний

Из результатов расчета установлено, что взаимодействие между сварными элементам в первых трех группах образцов (TN50, TN100, TN200), в которых предусмотрена разная длина продольных ребер, приводит к тому, что с увеличением длины ребра количество циклов до зарождения трещины усталости снижается. Наличие выкружки радиусом 35 мм в стенке двутаврового элемента образца HS200, в сравнении с образцом без выкружки HN200, не оказывает существенного влияния на долговечность. Долговечность по методу локальных напряжений $\sigma_{0,17t}$ отличается от долговечности по методу напряжений σ_{eff} в

«эффективном концентраторе» в среднем на 8%, при этом по методу экстраполяции напряжений σ_{hs} в «горячую точку» – в среднем на 6%. На рис. 3.17 – 3.21 приводятся расчетные кривых усталости.



Рисунок 3.17 — Кривая усталости сварного образца TN50, полученная по методу локальных напряжений $\sigma_{0,17t}$, а также результаты расчета долговечности по другим методам, включая результаты испытаний



Рисунок 3.18 – Кривая усталости сварного образца TN100, полученная по методу локальных напряжений $\sigma_{0,17t}$, а также результаты расчета долговечности по другим методам, включая результаты испытаний



Рисунок 3.19 – Кривая усталости сварного образца TN200, полученная по методу локальных напряжений $\sigma_{0,17t}$, а также результаты расчета долговечности по другим методам, включая результаты испытаний



Рисунок 3.20 — Кривая усталости сварного образца HN200, полученная по методу локальных напряжений $\sigma_{0,17t}$, а также результаты расчета долговечности по другим методам, включая результаты испытаний



Рисунок 3.21 — Кривая усталости сварного образца HS200, полученная по методу локальных напряжений $\sigma_{0,17t}$, а также результаты расчета долговечности по другим методам, включая результаты испытаний

Из представленных данных видно, что расчетные методы предупреждают о появлении трещины усталости в приемлемые сроки. Точки на графиках, отражающие результаты расчета по методу напряжений σ_{eff} в «эффективном концентраторе» и экстраполяции напряжений σ_{hs} в «горячую точку», находятся вблизи кривой, что говорит об отсутствии существенных расхождений между расчетными методами, основанными на локальных напряжениях в зоне сварных соединений.

3.3.3. Долговечность сварных узлов в условиях сложного переменного напряженно-деформированного состояния

3.3.3.1. Плоское напряженно-деформированное состояние

По данным [67, 148] проводился сопоставительный анализ расчетной долговечности с экспериментальной, на основе серии крупномасштабных сварных образцов воспроизводящих узел ортотропной плиты проезжей части. Образцы представляют собой двутавровую балку высотой 530 мм и длиной 1138

мм, в стенке которой имеются вырезы круговой формы для пропуска плоского полосового ребра толщиной 18 мм (рис. 3.22а). В зоне приварки ребра к стенке балки и листу настила, размер катета шва составлял 5 мм. Образцы испытывались на трехточечный изгиб, при отнулевом цикле нагружения $\rho = 0$ (рис. 3.22б). Данный вид нагружения приводит к тому, что в стенке главной балки, в зоне приварки ребра, возникают нормальные и касательные напряжения при каждом цикле нагружения. В рамках сопоставительного анализа использовались данные результатов испытаний 17 образцов в условиях действия размаха переменной вертикальной силы $\Delta P = 200...400$ кН.



Рисунок 3.22 – Основные размеры сварного образца (а) и общий вид испытания (б)

По результатам испытаний образцов было выявлено, что трещины усталости зарождаются: в стенке балки, в местах верхнего и нижнего выреза у окончания шва приварки продольного ребра (рис. 3.23а); в основном металле поперечной балки на краю свободных вырезов (рис. 3.23б); в верхнем поясе балки у вырезов (рис. 3.23в). Для сопоставления использовались результаты долговечности образцов, в которых первая трещина образовывалась у окончания шва приварки продольного ребра к стенке балки, у нижнего выреза (см. рис. 3.23а). Основу сварного узла прикрепления ребра к стенке балки в образце

составляет тавровое соединение. При этом на формирование локального НДС в зоне предразрушения образца оказывает влияние наличие выреза в стенке поперечной балки, которое повышает локальные напряжения вблизи линии сплавления шва. Поэтому при сопоставлении важным являлось отражение в расчетной модели конструктивного оформления элементов узла и способа передачи нагрузки. В соответствии с геометрическими размерами образца была составлена расчетная модель с АЖТ (рис. 3.24), согласно методики построения, изложенной во втором разделе. В расчетной модели сварной узел, включающий участки листа настила, продольного ребра и стенки балки с вырезами, КЭ. аппроксимировался трехмерными Вся образца остальная часть аппроксимировалась оболочечными КЭ, а в местах примыкания граней оболочных КЭ к граням трехмерных КЭ вводились АЖТ. Так как сварной образец имеет две плоскости симметрии, то при расчете рассматривалась его 1/4 часть. Результаты расчета долговечности и испытаний приведены в таблице 3.5. На рис. 3.25 приведены расчетные кривые усталости по двум методам, а точками нанесены данные эксперимента.



Рисунок 3.23 – Трещины усталости в сварных образцах, образовавшиеся в результате испытаний: а – в стенке балки, в местах верхнего и нижнего выреза у окончания шва приварки продольного ребра; б – в основном металле поперечной балки на краю свободных вырезов; в – в верхнем поясе балки у вырезов



Рисунок 3.24 – Расчетная модель сварного образца с АЖТ

Таблица 3 5 -	- Результаты	расчета долговечности	и испытаний	представлены
1 аблица 5.5 –	гсзультаты	расчета долговечности	и испытании	представлены

Действующая переменная	Число циклов до образования трещин N, циклы			
нагрузка на образец ΔР, кН	по методу экстраполяции в «горячую точку»	по методу локальных напряжений $\sigma_{0,17t}$	по результатам испытаний	
350 - 400	$1,9.10^5 - 2,9.10^5$	$1,3\cdot10^5 - 1,9\cdot10^5$	Начиная от $3,04 \cdot 10^5$	



Рисунок 3.25 – Расчетные кривые усталости сварного образца и результаты испытаний

Расчетная долговечность образа определялась по методу экстраполяции напряжений σ_{hs} в «горячую точку» и методу локальных напряжений $\sigma_{0,17t}$. Использование метода напряжений σ_{eff} в «эффективном концентраторе» затруднительно, поскольку введение фиктивного радиуса в зоне предразрушения затруднительно. Сопоставительный анализ показывает, что оба метода расчета дают значения долговечности ниже экспериментальных данных и тем самым предупреждают о появлении трещины в приемлемые сроки. При этом расчетные значения долговечности, полученные на основе экстраполяции напряжений σ_{hs} в «горячую точку» несколько превышают значения, полученные по локальным напряжениям $\sigma_{0,17t}$. Расхождение между значениями долговечности по двум методам составляет примерно 30%.

В работах [35, 63] приведены результаты испытаний на усталость сварных образцов, воспроизводящих места сопряжения несущих элементов главных ферм железнодорожных пролетных строений. Образцы испытывались при нагружении переменными осевыми усилиями, различными по величине и по знаку. Сварные образцы состояли из одностеночной фасонки, к которой приваривались раскосы главных ферм имеющих двутавровое сечение (рис. 3.26а). При этом сама фасонка приваривалась к поясу фермы, имеющего также двутавровое сечение. Все элементы сварного узла имели одну толщину равную 8 мм и изготавливались из углеродистой стали Ст.3. По условиям работы, такие узлы характеризуются плоским НДС и являются наиболее нагруженными и повреждаемыми местами в конструкции, с точки зрения возникновения усталостных повреждений. При нагружении образцов, один из раскосов испытывал сжатие, а пояс и другой раскос - растяжение. Результаты натурных измерений НДС, а также численного моделирования сварного узла показали, что при нагружении возникает сложный деформирования элементов (рис. 3.26б), а также характер значительная концентрация напряжений в зоне перехода от сечений раскосов к сечениям фасонки (рис. 3.27а). В самой же фасонке возникают касательные и нормальные напряжения, при этом траектории главных растягивающих и сжимающих напряжений соосны с продольными осями раскосов. Для проведения усталостных

испытаний использовалось 6 сварных образцов, в которых трещины зарождались на поверхности фасонки у линии сплавления шва приварки элементов раскоса (рис. 3.27б).



Рисунок 3.26 – Сварной образец, воспроизводящий узел пересечения элементов главных ферм (а) и общий вид деформации образца при нагружении (б)



Рисунок 3.27 – Изополя распределения главных растягивающих напряжений в образце (а) и наличие усталостной трещины после испытания (б)

Результаты расчета долговечности и натурных испытаний приведены в таблице 3.6. Расчетная кривая усталости по методу локальных напряжений $\sigma_{0,17t}$, а также результаты расчета по другим методам, включая экспериментальные данные, приведены на рис. 3.28. Результаты сопоставления показывают, что расчетная долговечность по разным методам, включая метод локальных

напряжений $\sigma_{0,17t}$, предупреждают о зарождении трещин усталости в сварном узле в приемлемые сроки. Долговечность по методу локальных напряжений $\sigma_{0,17t}$ отличается от долговечности по методу напряжений σ_{eff} в «эффективном концентраторе» и методу экстраполяции напряжений σ_{hs} в «горячую точку» в среднем на 3%.

<u>№</u> сварного образца	Долговечность N, циклы						
	Действующая переменная нагрузка ΔP , кН	по методу напряжений <i>σ_{eff}</i> в «эффективном концентраторе»	по методу экстраполяции в «горячую точку»	по методу локальных напряжений $\sigma_{0.17t}$	по результатам испытаний		
1	194.6	141508	141118	144675	709000		
2	174.2	197238	198458	204074	484900		
3	329.8	29065	29018	29884	46000		
4	272.7	51488	50885	53198	44000		
5	175.1	193224	194312	201240	587800		
6	142.2	364087	366852	373178	2011320		

Таблица 3.6 – Результаты расчета долговечности и испытаний



Рисунок 3.28 – Кривая усталости сварного образца, полученная по методу локальных напряжений $\sigma_{0,17t}$, а также результаты расчета долговечности по другим методам, включая результаты испытаний

В работе [122] приведены результаты усталостных испытаний серии образцов сварных соединений с приваркой продольных ребер в условиях

двухосного переменного нагружения (рис. 3.29а). Образцы состояли из пластин толщиной 9мм и изготавливались из низколегированной стали SM490Y. Сварные швы выполнены с асимметрией, где наибольший катет шириной около 12 мм прилегает к вертикальной пластине, а наименьший катет шириной около 8 мм к горизонтальной. Образцы испытывались в специальном устройстве позволяющем воспроизводить двухосное переменное нагружение (рис. 3.29б).



Рисунок 3.29 – Сварной образец в условиях двухосного нагружения (a) и общий вид испытания (б)

При испытании образцы были разделены на четыре группы, в зависимости от условий нагружения. Каждая серия, состоящая из 6 образцов, испытывалась таким образом, что размах переменных напряжений в вертикальной пластине от действия ΔP_1 составлял $\Delta \sigma = 100$ МПа, а в горизонтальных пластинах, при действии ΔP_2 , размах напряжений в образцах составлял $\Delta \sigma = 0,5, 0, 100, 150$ МПа. Такие образцы воспроизводят в мостовых конструкциях сварные узлы приварки поперечных балок к стенкам главных балок, а также приварки поперечных балок ортотропной плиты проезжей части к стенкам продольных ребер жесткости. Особенностью нагружения таких образцов является то, что в вертикальной пластине при двухосном нагружении, вблизи линии сплавления шва, возникают дополнительные напряжения от стеснения деформаций. Такие деформации связаны с дополнительным нагружением горизонтального листа, что приводит к

поперечным деформациям вертикального листа, наряду с его осевым растяжением. На рис. 3.30, а также в таблице 3.7, по данным [122], приведены закономерности изменения локальных напряжений в вертикальной пластине, в зоне сварного соединения от действия P_1 , в зависимости от различного уровня увеличения осевой силы P_2 в горизонтальной пластине.



Рисунок 3.30 – Характер распределения напряжений в вертикальной пластине образца вблизи линии сплавления шва, при разном отношении осевых нагрузок

Таблица 3.7 – Изменение напряжений в вертикальной пластине вблизи линии сплавления шва при *P*₂ / *P*₁

	Величина напряжений вблизи линии		Схема расчета напряжений в
P_2 / P_1	сплавления шва, МПа		точке и положения датчика
	Расчет	Эксперимент	
0	128	133,4	
0,5	130	136,0	
1,0	133	139,5	× k
1,5	136	143,0	7mm ¹

Представленные данные свидетельствуют о том, что с увеличением осевой нагрузки P_2 , приложенной к горизонтальной пластине, в вертикальной пластине, в близи линии сплавления шва, локальные напряжения увеличиваются, вследствие возникновения стеснения деформаций между элементами. Дополнительные

напряжения сказываются на долговечность и приводят к существенному снижению числа циклов до образования трещины. Испытания показали, что трещины в образцах зарождались только лишь в вертикальной пластине по линии сплавления шва. В таблице 3.8. представлены результаты усталостных испытаний сварных образцов, а также данные расчета долговечности. На рис. 3.31-3.34 приведены кривые усталости, полученные по методу локальных напряжений $\sigma_{0,17t}$, а также данные расчета по другим методам, включая результаты испытаний.

Число циклов до образования трещины усталости N, ·10⁴ циклы по методу по методу по методу местных $\Delta P_2 / \Delta P_1$ экстраполяции в по результатам напряжений σ_{eff} номинальных в «эффективном «горячую точку» испытаний напряжений σ_{0,17t} концентраторе» 82,7 53,1 56,9 89,8...327,3 0 48.2 53,7 61,3...106,5 0,5 65,7 45,9 49,7 75,9...154,7 1.0 61,1 1,5 56,9 42,3 46,2 47,5...72,8





Рисунок 3.31 – Кривая усталости сварного образца при $\Delta P_2 / \Delta P_1 = 0$, полученная по методу локальных напряжений $\sigma_{0,17t}$, а также результаты расчета долговечности по другим методам, включая результаты испытаний



Рисунок 3.32 – Кривая усталости сварного образца при $\Delta P_2 / \Delta P_1 = 0,5$, полученная по методу локальных напряжений $\sigma_{0,17t}$, а также результаты расчета долговечности по другим методам, включая результаты испытаний



Рисунок 3.33 – Кривая усталости сварного образца при $\Delta P_2 / \Delta P_1 = 1,0$, полученная по методу локальных напряжений $\sigma_{0,17t}$, а также результаты расчета долговечности по другим методам, включая результаты испытаний



Рисунок 3.34 – Кривая усталости сварного образца при $\Delta P_2 / \Delta P_1 = 1,5$, полученная по методу локальных напряжений $\sigma_{0,17t}$, а также результаты расчета долговечности по другим методам, включая результаты испытаний

Долговечность по методу локальных напряжений $\sigma_{0,17t}$ отличается от долговечности по методу напряжений σ_{eff} в «эффективном концентраторе» в среднем на 20%, при этом по методу экстраполяции напряжений σ_{hs} в «горячую точку» – в среднем на 9%. Как видно из результатов расчета долговечности сварных образцов по разным методам расчета, наличие дополнительных напряжений существенно снижает число циклов до образования трещин. В рассмотренном диапазоне соотношений $\Delta P_2 / \Delta P_1$ от 0 до 1,5, наблюдается снижение числа циклов примерно до 30%, при расчете по методу напряжений σ_{eff} в «эффективном концентраторе», примерно до 20% – по методу локальных напряжений $\sigma_{0,17t}$ и методу экстраполяции напряжений σ_{hs} в «горячую точку». В сравнении с экспериментом, все методы расчета предупреждают о появлении трещины в приемлемые сроки.

3.3.3.2. Объемное напряженно-деформированное состояние

В работе [142] приводятся результаты усталостных испытаний крупномасштабного сварного образца, воспроизводящего панели ортотропной

плиты проезжей части. Образец состоял из листа настила толщиной 16 мм, длиной 10 м и шириной 3 м, подкрепленного четырьмя продольными ребрами жесткости и тремя поперечными балками. Схема образца показана на (рис. 3.35). Продольные ребра трапецеидальные, толщиной 8 мм. Стенки поперечных балок имеют толщину 16 мм. Образцы изготавливались из низколегированной стали ASTM A709-03A. Внутри продольных ребер жесткости, в местах пересечения с поперечными балками, устроены диафрагмы толщиной 8 мм. В зоне приварки ребер к стенкам поперечных балок размеры катетов швов составляли около 8 мм, с соотношением катетов 1:1.



Рисунок 3.35 – Основные размеры сварного образца, воспроизводящего панели ортотропной плиты проезжей части

Образец испытывался при переменном нагружении, согласно схеме представленной на рис. 3.36. Основания поперечных балок были жестко закреплены. Нагрузки прикладывалась в виде тандема к срединам панелей и имели несовпадение по фазе. Изначально целью испытания данного образца являлось изучение влияния разных технологических процессов приварки продольных ребер к листу настила на долговечность в этих узлах. Однако в процессе испытания образца, в районе $4 \cdot 10^5 \dots 6 \cdot 10^5$ циклов нагружения, в узлах пересечения внутренних ребер Р₁ и Р₂ с крайними поперечными балками Д₁ и Д₂, образовались трещины (рис. 3.37а). Их зафиксировали в стенках продольных ребер по линии сплавления сварных шов в нижних частях диафрагм (рис. 3.37б), а

также в стенках продольных ребер жесткости в области вырезов в поперечных балках (рис. 3.37в). Испытания образца были прекращены после 1 млн. циклов нагружения, когда длина трещин усталости была более 100 мм.



Рисунок 3.36 – Схема нагружения образца и общий вид испытания



б)

B)

Рисунок 3.37 – Места образования трещин усталости в образце: а – общая схема мест образования трещин; а – в стенке продольного ребра: а – в стенке поперечной балки

Рассматриваемый сварной образец имеет две плоскости симметрии, при переменная нагрузка прикладывается несимметрично, ЭТОМ относительно срединной плоскости поперек образца. В этой связи расчетная модель принималась как 1/2 часть образца (рис. 3.38). При определении НДС и определении локальных переменных напряжений в зоне образования трещин, основная часть образца аппроксимировалась оболочечными КЭ. В связи с тем, что все четыре узла с обнаруженными трещинами одинаково деформируются при переменном нагружении, лишь один узел аппроксимировался трехмерными КЭ с объединением разнотипных КЭ при помощи АЖТ. На рис. 3.39а представлен общий вид деформирования образца. Анализ НДС образца по результатам расчета показал, что местное нагружение элементов сварного узла характеризуется его общим изгибом, кручением продольного ребра с изменением формы его сечения, пространственным изгибом листа настила и стенки поперечной балки (рис. 3.39б). В результате такой деформации продольного ребра с поперечной балкой, в зонах приварки внутренней диафрагмы к стенкам продольных ребер, возникает сложное локальное НДС. Местная деформация ребра приводит к тому, что у линии сплавления шва, где зарождаются трещины, действуют наибольшие главные напряжения растяжения и сжатия. То есть трещины усталости могут зарождаться как от действия сжимающих напряжений, так и растягивающих. Результаты расчета долговечности, а также данные эксперимента приведены в таблице 3.9.



Рисунок 3.38. Общий вид расчетной модели сварного образца



Рисунок 3.39 – Схема деформации образца и исследуемого сварного узла: а – общая деформация образца; б – местная деформация сварного узла

Таблица 3.9 – Результаты расчета долговечности и испытаний

		Долговечность N, циклы			
ане образива	ТОЧКА	по методу напряжений <i>σ_{eff}</i> в «эффективном концентраторе»	по методу экстраполяции в «горячую точку»	по методу локальных напряжений о _{0,17t}	по результатам испытаний
cpec	а	$3,8.10^4$	$3,8.10^4$	$3,7.10^4$	4 0.10 ⁵ 6 0.10 ⁵
	б	$3,4.10^4$	$3,2.10^4$	3,9·10 ⁴	4,0100,010

Данные результатов расчета показали, что число циклов до возможного зарождения трещины усталости в потенциально опасных местах сварных узлов находятся в диапазоне от $3,4\cdot10^4$ до $3,9\cdot10^4$ циклов нагружения. Фактически трещины усталости в образце образовывались начиная с $4\cdot10^5$ циклов нагружения. Долговечность по методу локальных напряжений $\sigma_{0,17t}$ отличается от

долговечности по методу напряжений σ_{eff} в «эффективном концентраторе» в среднем на 6%, при этом по методу экстраполяции напряжений σ_{hs} в «горячую точку» – в среднем на 9%. По всем расчетным методам значение долговечности предупреждает о зарождении трещины усталости в сварном узле в приемлемые сроки.

Обобщая результаты проведенного сопоставительного анализа можно установить, что все представленные методы расчета ХСУ по локальным напряжениям дают практически одинаковые расчетные значения долговечности и предупреждают о зарождении трещины усталости в сварных узлах в приемлемые сроки. Также во всех случаях сопоставления с экспериментом подтвердилась эффективность использования предлагаемой модели назначения расчетных ХСУ по локальным напряжениям $\sigma_{0,17t}$. Обосновано, что для расчета долговечности сварных узлов мостовых конструкций нет необходимости вводить разные допущения в виде фиктивных радиусов и экстраполирования напряжений, как это предлагается в других методах.

3.4 Выводы по разделу 3

1. По результатам исследования закономерностей распределения локальных напряжений в различных типах сварных соединений, отвечающих технически условиям на изготовление ответственных конструкций, установлено, что наибольшее влияние на локальные напряжения оказывает: превышение усиления шва, предельная величина зазора в зоне сопряжения, радиус закругления в зоне перехода от металла шва к основному металлу. Наименьшее влияние оказывает угол сопряжения шва, превышение катета шва и его асимметрия.

2. Установлено, что на удалении от линии сплавления шва на величину 0,17t(t - толщина основного металла) различные формообразования сварного шва практически не влияют на величину локальных напряжений. Это дает возможность переводить расчетные кривые усталости из номинальных напряжений в локальные, через установленные коэффициенты $\alpha_{0.17t}$, и определять усталостную долговечность сварных узлов по локальным напряжениям. 3. Выявлено, что не во всех случаях расчета долговечности сварных узлов мостовых конструкций может применяться метод напряжений σ_{eff} в «эффективном концентраторе», а именно при расчете узлов пересечения ребер жесткости ортотропной плиты. Возникают затруднения при введении фиктивного радиуса.

4. Установлено, что все представленные методы расчета по локальным напряжениям дают практически одинаковые расчетные значения долговечности и предупреждают о зарождении трещины усталости в сварных узлах в приемлемые сроки. Отличие долговечности сварных образцов по методу локальных напряжений $\sigma_{0,17t}$ от долговечности по методу напряжений σ_{eff} в «эффективном концентраторе» находится в пределах 3 – 20%, при этом по методу экстраполяции напряжений σ_{hs} в «горячую точку» – 3 – 30%. В среднем, расхождение между расчетными значениями долговечности, полученное по всем образцам, не превышает 5%.

4. Установлено, что для расчета выносливости сварных узлов по локальным напряжениям нет необходимости вводить определенные допущения, как предлагается согласно рекомендациям других методов, в виде введения фиктивного радиуса или экстраполяции напряжений. Применительно к сварным узлам мостовых конструкций метод локальных напряжений $\sigma_{0,17t}$ позволяет определять усталостную долговечность с достаточной точностью и с более удобной практической реализацией.

РАЗДЕЛ 4

ИССЛЕДОВАНИЕ РЕСУРСА СВАРНЫХ УЗЛОВ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ МОСТОВ ПО ЛОКАЛЬНЫМ НАПРЯЖЕНИЯМ

4.1 Методика проведения исследования ресурса сварных узлов пролетных строений по локальным напряжениям

Данная методика описывает последовательность исследования НДС элементов сварных узлов железнодорожных пролетных строений для анализа локальных напряжений в потенциально опасных зонах. Локальные напряжения определяются на расстоянии 0,17*t* от линии сплавления сварного шва. В последующем локальные напряжения учитываются при определении ресурса конструкции до образования трещины усталости и сравнении расчетного ресурса с данными эксплуатации натурных конструкций. Методика применяется для исследования ресурса типовых пролетных строений: цельносварное балочное пролетное строение по ТП №821, с пролетом 27 м [59]; болтосварное решетчатое пролетное строение по ТП №690 с пролетом 55 м [58].

Методика не учитывает влияние на долговечность вибрационных воздействий, а также местных колебаний элементов. Учет этих факторов требует отдельного изучения, которые не рассматриваются в настоящей работе. Несбалансированная передача давления колес на конструкцию, в результате колебаний подрессоренных частей экипажей, а также прочие факторы, вызываемые динамическим воздействием, учитываются путем введения к подвижной нагрузке динамического коэффициента $(1 + \mu)$.

Методика исследования включает в себя выполнение следующих задач:

1. Назначение схемы нагружения подвижной нагрузкой, ее приложение к расчетной модели пролетного строения, а также определение максимальных и минимальных значений, как общих, так и локальных переменных напряжений в элементах сварного узла.

2. Анализ НДС и переменных напряжений в потенциально опасных зонах сварного узла и установление локальных напряжений, влияющих на усталостную долговечность.

3. Определение расчетного ресурса пролетных строений по локальным напряжениям.

4.1.1 Описание исследуемых сварных узлов пролетных строений

В первом типовом пролетном строении исследуется верхний узел прикрепления поперечных ребер жесткости к стенкам главных балок, в средней части пролета (рис. 4.1а). Основное описание конструкции пролетного строения приведено во втором разделе. Исследуемый сварной узел состоит из участка стенки главной балки толщиной 12 мм и участков поперечных ребер жесткости толщинами 10 мм с вырезами на концах. Расстояние от начала выреза в ребре до низа верхнего пояса составляет 160 мм (рис. 4.1б). Торцы ребер жесткости прикрепляются к верхнему поясу через «сухарики» и привариваются к стенке балки с двух сторон через угловые швы с катетами 10 мм и их соотношением 1:1.



б)

Рисунок 4.1 – Расположение и основные размеры исследуемого сварного узла в балочном пролетном строении (ТП №821): а – положение узла в пролете; б – основные размеры узла

В конструкции второго пролетного строения (ТП №690) исследовался узел в первом участке балочной клетки проезжей части (рис. 4.2а). Данный участок включает в себя две продольные симметричные двутавровые балки длиной 5500 мм с поясами 300 × 16 мм и стенкой 848 × 10 мм. К стенкам балок, при помощи сварки, угловыми швами с двух сторон прикрепляются поперечные ребра жесткости толщиной 10 мм, с вырезами на концах. Концы ребер, также как и в балочном пролетном строении, примыкают к верхнему поясу через «сухарики». Продольные балки прикрепляются высокопрочными болтами к поперечным балкам, размеры поясов и стенки которых составляют 320×32 мм и 816×12 мм. Продольные балки объединяются между собой системой поперечных и горизонтальных связей из прокатных уголков 90 × 90 × 9. В конструкции балочной клетки, исследуемым узлом является верхний узел прикрепления поперечных ребер к стенке продольной балки, примерно в трети ее пролета (рис. 4.26). В рассматриваемом узле размеры катетов углового шва составляют 10 мм, а соотношение катетов 1:1. При этом расстояние от начала выреза в ребре до низа верхнего пояса составляет 164 мм (рис. 4.2в).



Рисунок 4.2 – Расположение рассматриваемого участка балочной клетки решетчатого пролетного строения (а), расположение исследуемого сварного узла (б) и основные размеры сварного узла (в)

4.1.2 Назначение схемы подвижной нагрузкой

В расчетах на усталость эксплуатируемых железнодорожных мостов принято, что для определения их расчетного ресурса, с учетом накопления усталостных повреждений в элементах за определенный срок службы моста, учитываются фактические схемы поездов, которые проезжают на конкретном железнодорожном участке. Эти сведения, как правило, предоставляются на основе данных диспетчерских служб определенного железнодорожного участка, либо же на основе мониторинга железнодорожной нагрузки на участке [41, 42, 47]. Однако такие данные не всегда доступны и потому на практике принято, что для расчета ресурса эксплуатируемых мостов, учитывается эталонный поезд, который представляют в виде обобщенной нагрузки [45, 47]. Схема данного поезда, а также интенсивность движения, назначаются в соответствии с обобщением существующих схем экипажей поездов. Потому при выполнении расчета НДС элементов сварного узла была принята схема эталонного поезда на основе рекомендаций НИИ мостов, ЛИИЖТ и НИИЖТ [45]. Согласно рекомендациям, эталонный поезд принято назначать состоящим из локомотива типа ВЛ-83 с осевым давлением P = 270 кН и 30 однотипных 4-осных грузовых вагонов с осевым давлением P = 250 кH (рис. 4.3).



Рисунок 4.3 – Схема экипажей эталонного поезда (размеры в мм): а – локомотив ВЛ-83; б – однотипный четырехосный грузовой вагон

Интенсивность движения поездов составляет 100 поездов в сутки, что также соответствует и нормативной интенсивности движения перспективных поездов (нагрузка СК) [9, 18, 27]. Приложение эталонной подвижной нагрузки учитывается в два этапа, в зависимости от рассматриваемой расчетной модели пролетного строения при определении общих и локальных переменных напряжений в элементах узла.

В рамках первого этапа нагружения определяется общая переменная нагруженность элементов пролетного строения. Составляется упрощенная расчетная модель пролетного строения, с аппроксимацией стержневыми КЭ основных несущий элементов. Для выявления мест установки подвижной нагрузки, может выполняться статическое нагружение, в соответствии с очертаниями линий влияния усилий, либо динамическим расчетом (система «мост-поезд»), в котором моделируется прокатывание эталонного поезда вдоль пролетного строения с последующим анализом осциллограмм переменных напряжений. Построение линии влияния усилий (напряжений) в элементах осуществляется последовательным приложением вдоль пролетного строения единичной силы. В дальнейшем, в соответствии с очертаниями максимальных и минимальных линий влияния усилий, прикладывается статическая нагрузка, в виде системы сосредоточенных сил схемы поезда. В результате определяются максимальные и минимальные переменные напряжения в элементах.

Динамический расчет выполняется на основе решения уравнений движения системы со многими степенями свободы (4.1) методом их прямого интегрирования:

$$[M]{\ddot{u}} + [C]{\dot{u}} + [K]{u} = \{R\}, \qquad (4.1)$$

где [*M*] – матрица масс элементов конструкции;

[С] – матрица демпфирования;

[K] — матрица жесткости;

 $\{R\}$ – вектор внешней воздействующей нагрузки, зависящей от времени;

{u} – неизвестный вектор перемещений узлов конечно-элементной модели во времени.

Движущаяся нагрузка представляется в виде группы вертикальных сосредоточенных узловых сил, приложенных вдоль модели пролетного строения, каждая из которых имеет свою функцию во времени [48, 98, 109]. Каждая функция представляет собой систему импульсов Fdt, которые воздействуют через определенный промежуток времени dt в каждом новом узле расчетной модели (A-1, A, A+1) (рис. 4.4a). Функция во времени строится таким образом, чтобы учитывалось возбуждение импульса в узле элемента расчетной модели при соответствующем положении колеса вагона во времени вдоль пролетного строения моста, что в свою очередь вызывает переменные усилия в элементах (рис. 4.4б).



Рисунок 4.4 – Схема перемещения нагрузки по пролетному строению в форме приложения нагрузки с функцией во времени (а) и пример расчетной осциллограммы переменных напряжений в элементе (б)

Численные и экспериментальные исследования [1] показывают, что при задании небольшой скорости движения поезда, например не более 60 км/ч, такая постановка позволяет получить осциллограммы переменных напряжений в элементах конструкции аналогичные тем, что получаются при измерении во время натурных динамических испытаний. При этом динамической добавки от колебательных процессов, как экипажей, так и элементов конструкции, в процессе движения поезда не учитываются.

В рамках второго этапа нагружения подвижной нагрузкой, определяются локальные напряжения $\sigma_{0,17t}$ в сварном узле пролетного строения. Напряжения определяются в расчетных моделях с АЖТ, методика построения которых представлена во втором разделе. В расчетной модели балочного пролетного строения учитывается фрагмент главных балок, состоящих из оболочечных КЭ, включающий четыре отсека стенки (рис. 4.5а). В расчетной модели решетчатого пролетного строения учитывается фрагмент из оболочечных КЭ, включающий продольные и поперечные балки первого участка балочной клетки (рис. 4.5б). Во фрагментах из оболочных КЭ вводятся модели исследуемых сварных узлов из трехмерных КЭ (рис. 4.6).



б)

Рисунок 4.5 – Расчетные модели пролетных строений с АЖТ: а - фрагмент из оболочечных КЭ в балочном пролетном строении; б - фрагмент из оболочечных КЭ в решетчатом пролетном строении



Рисунок 4.6 – Сварной узел из трехмерных КЭ во фрагменте из оболочных КЭ

Для выявления максимальных локальных напряжений $\sigma_{0,17t}$ в сварном узле, назначение схемы положения колес подвижной нагрузки осуществляется на основе анализа линий влияния местных выгибов стенки балки, у выреза в ребрах (рис. 4.7а), от единичной силы, прикладываемой в пределах двух отсеков стенки, смежных исследуемому сварному узлу (рис. 4.7б). Как было установлено ранее, максимальный местный выгиб стенки, между вырезами в ребрах, проявляется лишь при максимальной поперечной деформации смежного отсека стенки.



Рисунок 4.7 – Местная деформация стенки балки у выреза в ребрах (а) и рассматриваемый участок фрагмента балки для приложения единичной силы (б)

Динамическое воздействие нагрузки в расчетах учитывается введением к подвижным нагрузкам динамического коэффициента, зависящего от длины линии влияния *λ*:

$$1 + \mu = 1 + \frac{12}{30 + \lambda}.\tag{4.2}$$

141

4.1.3 Исследование локальных напряжений в сварных узлах

Для получения информации об изменении локального напряженнодеформированного состояния в зоне сварного узла, при различном положении подвижной нагрузки, выполняется измерение поперечных перемещений стенки балки, а также измерение продольных σ_x и поперечных σ_y напряжений вдоль линий А и Б, согласно рис. 4.8. При этом измерения напряжений в стенке выполняются с двух сторон. Такая информация дает представление о том, как именно проявляется местная деформация стенки в сварном узле при прохождении поезда, а также, какое именно положение занимает подвижная нагрузка для получения максимальных и минимальных локальных напряжений.



Рисунок 4.8 – Схемы определение величин и характера изменения перемещений и напряжений в зоне сварного соединения: а – Ан, Бн – с наружной стороны стеки балки; б – Ав, Бв с внутренней стороны стенки балки

4.1.4 Определение расчетного ресурса пролетных строений

Анализ мест образования трещин усталости в исследуемых сварных узлах пролетных строений показывает, что трещины зарождаются по линии сплавления шва, в пределах начала и конца скругления в шве (рис. 4.9а). Поэтому после определения положения подвижной нагрузки, при котором возникают

наибольшие и наименьшие локальные переменные напряжения в узле, определяются величины наибольших и наименьших главных растягивающих и сжимающих напряжений, на расстоянии 0,17*t* от линии сплавления шва, согласно рис. 4.9б. Главные сжимающие и растягивающие локальные напряжения определяются по зависимости (3.2).



Рисунок 4.9 – Линия потенциального образования трещины усталости в узле (а) и схема измерения главных сжимающих и растягивающих локальных напряжений на расстоянии 0.17*t* от линии сплавления шва (Вн – с наружной стороны, Вв – с внутренней стороны) (б)

Определение локальных главных напряжений $\sigma_{0.17t}$, а также траекторий их действия, дает представления о том, в каком именно месте линии потенциального образования трещины (рис. 4.9а) и с какой стороны стенки балки, следует ожидать трещину усталости. Расчет ресурса сварных узлов до образования трещин определяется на основе расчетной кривых усталости с высоким уровнем остаточных напряжений, выраженных в локальных напряжениях $\sigma_{0.17t}$ через коэффициент $\alpha_{0.17t}$ (3.1). Основу исследуемых сварных узлов составляет тавровое сварное соединение и соединение с приваркой продольных ребер.

4.2 Ресурс сварного узла цельносварного балочного сплошностенчатого пролетного строения

Результаты численного анализа нагруженности балочного пролетного строения, при прохождении эталонного поезда, показали, что характер изменения

величины и повторяемости общих и локальных переменных напряжений имеет существенное различие. В случае общего нагружения, в сечении главной балки, в месте исследуемого узла, максимальный цикл напряжений проявляется при нахождении поезда на пролетном строении, а минимальный цикл – при полном отсутствии поезда (рис. 4.10). Такой характер переменного нагружения соответствует отнулевому циклу нагружения $\rho = 0$ трапецеидальной формы. При этом различное положение схемы вагона над расчетным узлом конструкции практически никак не сказывается на характер изменения напряжений во всех точках расчетного сечения главной балки. В нижнем и верхнем поясе сечения возникают номинальные максимальные напряжения равные по модулю 70 МПа.



Рисунок 4.10 – Осциллограмма переменных номинальных напряжений в поясах главной балки при полном прохождении эталонного поезда по пролетному строению

По результатам расчета локального НДС сварного узла установлено, что на характер изменения локальных переменных напряжений существенное влияние оказывают три схемы положения тележек вагона над исследуемым сварным узлом: положение колеса тележки в середине отсека стенки (рис. 4.11); положение колеса тележки вблизи поперечного ребра (рис. 4.12); положение середины вагона над сварным узлом (рис. 4.13). Различное положение колеса тележки по-разному сказывается на местный поперечный выгиб стенки из плоскости вдоль вертикальной линии А и горизонтальной линии Б (рис. 4.8).



Рисунок 4.11 – Положение колеса тележки в середине отсека (Схема 1)



Рисунок 4.12 – Положение колеса тележки в вблизи узла (Схема 2)



Рисунок 4.13 – Положение середины вагона над узлом (Схема 3)

Максимальный местный выгиб стенки вдоль линии А возникает при первой схеме нагружения (рис. 4.11), когда положение колеса приводит к общему поперечному выгибу стенки из плоскости (рис. 4.14). Наибольший местный выгиб стенки сохраняется и при последующем перемещении колеса тележки до середины последующего отсека, смежного узлу. Наименьший местный выгиб стенки проявляется при отсутствии колеса тележки над отсеками, смежными
исследуемому узлу (рис. 4.13). В этом случае местный выгиб возникает в обратную сторону. В свою очередь местный поперечный выгиб стенки вдоль линии Б несколько по-иному проявляется при прохождении колес тележки по пролетному строению (рис. 4.15). Наибольший выгиб возникает при положении колеса тележки вагона на расстоянии примерно 350 мм от оси поперечного ребра, согласно рис. 4.12, а наименьший выгиб – согласно рис. 4.13.



Рисунок 4.14 – Поперечные деформации стенки балки у выреза вдоль линии





Рисунок 4.15 – Поперечные деформации стенки балки у выреза вдоль линии Б при разных схемах нагружения

На рис. 4.16 – 4.19 приведены поперечные σ_v и продольные σ_x напряжения вдоль линий А и Б (рис. 4.8), при различных схемах положения подвижной нагрузки (рис. 4.11 – 4.13). Из закономерностей изменения поперечных напряжений σ_v (рис. 4.16, рис. 4.17) видно, что с наружной и внутренней стороны стенки, напряжения в зоне сварного шва имеют разные знаки. Наибольшие поперечные напряжения σ_v , у линии сплавления шва, наблюдаются с наружной стороны стенки (линия Ан), при положении колеса тележки вблизи узла (рис. 4.12). При удалении колеса от поперечного ребра и положении его над серединой отсека стенки напряжения снижаются примерно на 30%. Это объясняется тем, что при приближении колеса тележки к ребру, поперечные напряжения увеличиваются за счет влияния сосредоточенного действия вертикальной силы. С внутренней стороны стенки балки, наибольшие поперечные напряжения у линии сплавления шва (вдоль линии Ав) практически одинаково проявляются при нагружении по схеме рис. 4.11 и рис. 4.12. Несущественное проявление напряжений с двух сторон стенки наблюдается при нагружении по схеме на рис. 4.13, где с разных сторон стенки значения напряжений σ_v имеют противоположные знаки. В отличие от поперечных напряжений σ_{v} , продольные напряжения σ_r вдоль линии Бн и Бв не имеют существенного расхождения при различном положении колеса тележки по схемам на рис. 4.11 и рис. 4.12. Максимальные продольные напряжения вблизи линии сплавления шва проявляются с наружной стороны стенки. Начиная примерно от 70 мм от линии сплавления шва с наружной стороны стенки и примерно от 40мм от линии сплавления шва с внутренней стороны стенки, перестает сказываться местное перераспределение напряжений в зоне сварного шва от местного выгиба стенки. В таблице 4.1. приведены значения максимальных напряжений σ_x , σ_y , τ_{xy} на расстоянии 0.17*t* от линии сплавления шва в пределах линий Вн и Вв (рис. 4.96).

146



Рисунок 4.16 – Характер распределения поперечных напряжений σ_y вдоль линии Ан (наружная сторона стенки)



Рисунок 4.17 – Характер распределения поперечных напряжений σ_y вдоль линии Ав (внутренняя сторона стенки)



Рисунок 4.18 – Характер распределения продольных напряжений σ_x вдоль линии Бн (наружная сторона стенки)



Рисунок 4.19 – Характер распределения продольных напряжений σ_x вдоль линии Бв (внутренняя сторона стенки)

Сторона стенки балки	Схема нагружения 1			Схема нагружения 2			Схема нагружения 3			
	Действующие локальные напряжения, МПа									
	σ_x	σ_y	$ au_{xy}$	σ_x	σ_y	$ au_{xy}$	σ_x	σ_y	$ au_{xy}$	
Наружная	-77,4	-24,5	7,61	-90,1	-35,9	13,8	-34,6	8,1	2,7	
Внутренняя	-41,4	33,2	6,9	-38,7	31,3	11,3	-36,4	-3,8	4,1	

Таблица 4.1 – Локальные напряжения на расстоянии 0,17*t* от линии сплавления шва

Анализ значений напряжений, приведенных в таблице, позволяет заключить, что максимальные локальные напряжения в стенке сварного узла возникают при положении колеса тележки вблизи поперечного ребра (рис. 4.12). При этом в узле имеется два потенциально опасных места, в которых есть вероятность зарождения трещины усталости. Одно из них находится по линии сплавления шва с внутренней стороны стенки, где действуют максимальные поперечные растягивающие переменные напряжения σ_{v} . Другое потенциально опасное место находится с наружной стороны стенки, в зоне действия наибольших продольных сжимающих напряжений σ_{r} . В свою очередь минимальные переменные напряжения в разных потенциально опасных точках сварного узла возникают при различном положении схемы поезда, а именно, согласно схеме на рис. 4.13, и при полном отсутствии поезда на пролетном строении. Нагружение по схеме рис. 4.13 приводит к минимальным значениям поперечных напряжений σ_v , а отсутствие нагрузки – к минимальным продольным напряжениям σ_x . В связи с тем, что в потенциально опасных местах сварного узла его НДС характеризуется комбинацией действия переменных нормальных и касательных напряжений, для установления расчетных точек, в которых есть зарождения трещин, были проанализированы закономерности вероятность распределения главных переменных локальных напряжения растяжения и сжатия, с наружной и внутренней стороны стенки балки вдоль линий Вн и Вв (рис. 4.9б). На рис. 4.20 – 4.23 приведено распределение главных сжимающих и

растягивающих напряжений вдоль линий Вн и Вв при положении колеса тележки вагона по схемам рис. 4.12 и рис. 4.13.



Рисунок 4.20 – Характер распределения главных растягивающих локальных напряжений, на расстоянии 0,17*t* от линии сплавления шва, с наружной и внутренней стороны стенки при нагружении по схеме рис. 4.12



Рисунок 4.21 – Характер распределения главных сжимающих локальных напряжений, на расстоянии 0.17t от линии сплавления шва, с наружной и внутренней стороны стенки при нагружении по схеме рис. 4.12



Рисунок 4.22 – Характер распределения главных растягивающих локальных напряжений, на расстоянии 0,17*t* от линии сплавления шва, с наружной и внутренней стороны стенки при нагружении по схеме рис. 4.13



Рисунок 4.23 – Характер распределения главных сжимающих локальных напряжений, на расстоянии 0,17*t* от линии сплавления шва, с наружной и внутренней стороны стенки при нагружении по схеме рис. 4.13

При положении колеса вагона вблизи ребра, с внутренней стороны стенки балки. В поперечном направлении, действуют главные растягивающие напряжения величиной $\sigma_{0.17t} = 32,6$ МПа, с наружной стороны – $\sigma_{0.17t} = 1,0$ МПа. При положении над ребром середины вагона, с внутренней стороны стенки, главные растягивающие напряжения равны нулю, а с наружной стороны $\sigma_{0.17t}$ = 16,1 МПа. Соответственно возникает отнулевой цикл нагружения $\rho = 0$. Максимальные главные сжимающие напряжения распределяются практически перпендикулярно к оси поперечного ребра. При положении колеса тележки у ребра, с внутренней стороны стенки балки, они составляют $\sigma_{0.17t} = -35,7$ МПа, а с наружной стороны – $\sigma_{0,17t}$ = -91,2 МПа. При этом, когда над ребром находится середина вагона, главные сжимающие напряжения составляют $\sigma_{0,17t} = -55,6$ МПа с внутренней стороны и $\sigma_{0.17t} = -52,0$ МПа с наружной стороны.

Выявлены две потенциально опасные точки в зоне сварного шва, с действующими размахами напряжений, применяемыми для расчета усталостной долговечности. Первая точка находится с внутренней стороны стенки, согласно рис. 4.24а, в месте действия максимальных главных растягивающих напряжений. Вторая точка находится с наружной стороны стенки, согласно рис. 4.24б, в месте действия главных сжимающих напряжений. Величины максимальных главных напряжений в потенциально опасной зоне сварного узла при различных схемах положений подвижного состава приведены в таблице 4.2.



Рисунок 4.24 – Расчетные точки в сварном узле: а - с внутренней стороны стенки (точка А); б - с наружной стороны стенки балки (точка Б)

	Схема нагружения подвижной нагрузкой							
Положение	Рис.	4.12	Рис. 4.13					
расчетной точки	С внутренней	С наружной	С внутренней	С наружной				
	стороны	стороны	стороны	стороны				
	Величины действующих главных напряжений, МПа							
Ň	32,6	1,0	0,1	16,1				
Внутренняя	Максимальный размах напряжений цикла, МПа							
(т. А)	31,6 MПа							
∩	-35,7	-91,2	-55,6	-52,0				
Наружная	Максимальный размах напряжений цикла по модулю $\Delta\sigma$, МПа							
сторона стенки (т. Б)	—91,2 МПа							

Таблица 4.2 – Величины главных локальных напряжений $\sigma_{0,17t}$ в потенциально опасных зонах сварного узла (рис. 4.24)

На рис. 4.25 и рис. 4.26 приведены расчетные кривые усталости для рассматриваемых точек исследуемого сварного узла (4.24), выраженные в размахах локальных напряжений $\Delta \sigma_{0,17t}$. Для построения первой кривой усталости (рис. 4.25), используя выражение (3.1), применялся ограниченный размах напряжений $\Delta \sigma_D = 80$ МПа при 2·10⁶ циклов нагружения и коэффициент $\alpha_{0,17t} = 1,25$. Для построения второй кривой усталости (4.26), также применялся ограниченный размах напряжений $\Delta \sigma_D = 80$ МПа при 2·10⁶ циклов нагружения и коэффициент $\alpha_{0,17t} = 1,25$. Для построения второй кривой усталости (4.26), также применялся ограниченный размах напряжений $\Delta \sigma_D = 80$ МПа при 2·10⁶ циклов, при этом коэффициент $\alpha_{0,17t} = 1,1$. Установлено, что в точке А сварного узла, при действии растягивающих главных напряжений $\Delta \sigma_{0,17t} = 31,6$ МПа, трещина усталости не может образоваться в условиях прохождения эталонного поезда. Расчетные действующие переменные напряжения ниже кривой усталости. В свою очередь в точке Б сварного узла, от действия главных сжимающих напряжений $\Delta \sigma_{0,17t} = 91,2$ МПа (по модулю), есть вероятность зарождения трещины усталости. При данном размахе расчетных переменных напряжений, число циклов нагружения до образования трещины усталости составляет 1,8·10⁶. В случае рассмотрения

прохождения по пролетному строению 100 эталонных поездов в сутки, каждые 365 дней в году, появление трещины усталости ожидается примерно через 50 лет.



Рисунок 4.25 – Кривая усталости сварного узла, выраженная в локальных напряжениях Дσ_{0.17t} для точки А



Рисунок 4.26 – Кривая усталости сварного узла, выраженная в локальных напряжениях Δσ_{0,17t} для точки Б

Практика эксплуатации балочных пролетных строений, данной серии типовых проектов, показывает, что в рассматриваемом сварном узле, трещины

усталости могут зарождаются после 7 – 20 лет эксплуатации [11, 26, 31]. В то время как по результатам расчета на усталость по локальным напряжениям, трещина может зародиться после 50 лет эксплуатации. Данная оценка ресурса конструкции не является консервативной, в сравнении с практикой эксплуатации, и требует рассмотрения иных факторов, влияющих на доглговечность.

Обращает на себя внимание тот факт, что при проезде поезда по пролетному строению, величина и повторяемость локальных переменных напряжений в точке Б (рис. 4.24) проявляется в соотвествии со схемой, приведенной на рис. 4.27а. Проезд поезда целиком вызывает один цикл переменных напряжений трапециедальной формы, при этом пики наибольших и наименьших напряжений, в период прохождения каждого вагона над сварным узлом, изменяются по характеру, близкому к синусоидальному. При нахождении поезда на пролетном строении, наибольшие локальные напряжения возникают в момент положения колес тележек смежных вагонов над узлом (рис. 4.276), а наименьшие – средины вагона над узлом (рис. 4.13).



Рисунок 4.27 – Идеализация схемы переменных локальных напряжений в точке Б сварного узла, при проходе подвижного состава, (а) и схема тележек смежных вагонов (б)

Такой вид переменного нагружения соответствует двухчастотному нагружению, где один цикл нагружения, отвечающий общему прохождению

поезда целиком, имеет одну частоту, а другой цикл нагружения, отвечающий местному воздействию колес вагонов, имеет другую частоту. По данным многочисленных усталостных испытаний [8, 60] известно, что в условиях двухчастотного переменного нагружения, при определенных соотношениях амплитуд напряжений σ_2 / σ_1 и частот нагружения f_2 / f_1 (рис. 4.28), усталостная долговечность сварных соединений может существенно отличаться от той, что получена при одночастотном нагружении, с размахом напряжений равным $2 \cdot (\sigma_1 + \sigma_2)$.



Рисунок 4.28 – Схема переменных напряжений при двухчастотном нагружении ($\sigma_m = \sigma_{max} - \sigma_1$)

По результатам исследований, проведенных в Институте электросварки им. Е.О. Патона НАНУ [60, 62] Ковальчуком В.С., была получена возможность определять долговечность сварных соединений при двухчастотном нагружении N_{II} по кривым усталости, как для одночастотного нагружения N_{I} , на основе соотношения:

$$N_{II} = \frac{N_I}{\chi},\tag{4.3}$$

где понижающий коэффициент χ зависит от соотношения амплитуд напряжений σ_2/σ_1 и частотных отношений f_2/f_1 :

$$\chi = \left(\frac{\mathbf{f}_2}{\mathbf{f}_1}\right)^{\nu \cdot \frac{\sigma_2}{\sigma_1}}.$$
(4.4)

Здесь f_2 – высокая частота; f_1 – низкая частота; σ_2 – амплитуда напряжений с высокой частотой; σ_1 – амплитуда напряжений с низкой частотой; v – коэффициент отражающий влияние материала, который для низколегированных сталей принимается 1,3. При этом соотношение $\sigma_2/\sigma_1 \leq 0,5$.

Если рассматривать прохождение эталонного поезда по пролетному строению, локальное двухчастотное нагружение в точке Б сварного узла характеризуется следующими параметрами (рис. 4.29):

– напряжение низкочастотной составляющей, при проходе поезда целиком, $\sigma_1 = 35$ МПа;

напряжение высокочастотной составляющей нагружения, при местном воздействии колес, σ₂ = 21,2 МПа;

– соотношение напряжений $\sigma_2 / \sigma_1 = 0.5$;

- соотношение частот, независимо от скорости движения поезда, $f_2/f_1 = 30.$



Рисунок 4.29 – Идеализация схемы локальных переменных напряжений в точке Б сварного узла (рис. 4.24б) для расчета долговечности при двухчастотном нагружении

Учитывая установленные параметры для соотношения (4.5), коэффициент снижения долговечности в условиях двухчастного нагружения составляет $\chi = 9,1$. Долговечность N_I при размахе напряжений $\Delta \sigma = 2 \cdot \sigma_1 = 70$ МПа, снижается примерно в 9 раз. В результате расчетное число циклов нагружения до образования трещины составит примерно 4,4·10⁵, при этом расчетный ресурс пролетного строения составит примерно 12 лет эксплуатации. То есть долговечность конструкции значительно снижается, в условиях действия двухчастоного нагружения, и приближается к фактическому.

4.3 Ресурс сварного узла решетчатого пролетного строения

Результаты численного анализа НДС решетчатого пролетного строения при прохождении эталонного поезда показали, что характер изменения величины и повторяемости общих и локальных переменных напряжений имеет существенное различие. Наибольшие номинальные напряжения в нижней фибре сечения продольной балки составляют 61 МПа, а в верхней – минус 54,3 МПа (рис. 4.30). Расхождение между значениями напряжений в поясах по модулю объясняется тем, что помимо общих изгибов продольных балок, между поперечными, в них также возникает и продольное растягивающие усилие.



Рисунок 4.30 – Фрагмент осциллограммы переменных номинальных напряжений в поясах продольной балки при прохождении эталонного поезда

Максимальные напряжения возникают при положении колеса тележки вагона, как показано на рис. 4.31. При этом минимальные напряжения возникают при положении середины вагона поезда над серединой продольной балки (рис. 4.32). Результаты численных исследований локального НДС сварного узла в продольной балке показывают, что положение колеса тележки вблизи поперечного ребра приводит к местному пространственному изгибу стеки у выреза в поперечных ребрах. Максимальный поперечный выгиб стенки возникает при положении колеса тележки вагона на расстоянии около 180 мм от оси поперечного ребра, в сторону середины поперечной балки.



Рисунок 4.31 – Положение подвижной нагрузки для получения максимальных напряжений в исследуемом сварном узле



Рисунок 4.32 – Положение подвижной нагрузки для получения минимальных напряжений в исследуемом сварном узле

На рис. 4.33 представлены поперечные перемещения стенки балки вдоль линии A и Б (рис. 4.8), согласно схеме положения тележки вагона на рис. 4.31. На рис. 4.34 приведен характер распределения поперечных напряжений σ_y вдоль линии Aн и Aв (рис. 4.8), вызванных максимальным местным поперечным выгибом стенки из плоскости. Из данных закономерностей напряжений видно,

наружной и внутренней стороны стенки характер распределения что с напряжений по высоте существенно различается. С наружной стороны стенки, вблизи линии сплавления шва, возникают сжимающие напряжения. При удалении от сварного шва на величину около 30 мм, возникают растягивающие напряжения. С внутренней стороны стенки поперечные напряжения также имеют разные знаки по высоте, при этом вблизи линии сплавления шва возникают растягивающие напряжения, которые в два раза превышают напряжения с наружной стороны стенки по модулю. Существенное расхождение наблюдается и в закономерностях распределения продольных напряжений σ_x вдоль линии Бн и Бв (рис. 4.8) в зоне сварного шва. С наружной стороны стенки возникают максимальные сжимающие напряжения, которые на удалении от шва постепенно снижаются. При этом с внутренней стороны стенки, у линии сплавления шва, возникают незначительные растягивающие напряжения и с удалением от сварного шва проявляются сжимающие напряжения, С постепенным ИХ увеличением. На рис. 4.36 и 4.37 приведено распределение главных сжимающих и растягивающих напряжений вдоль линий Вн и Вв (рис. 4.9б).



Рисунок 4.33 – Поперечные перемещения стенки балки у выреза в поперечных ребрах



Рисунок 4.34 – Характер распределения поперечных напряжений σ_y в сварном узле



Рисунок 4.35 – Характер распределения продольных напряжений σ_x в сварном узле



Рисунок 4.36 – Характер распределения главных растягивающих локальных напряжений на расстоянии 0,17*t* от линии сплавления шва



Рисунок 4.37 – Характер распределения главных сжимающих локальных напряжений на расстоянии 0,17*t* от линии сплавления шва

При положении колеса тележки вагона вблизи узла (рис. 4.31), с внутренней стороны стенкит балки, в поперечном направлении, действуют максимальные главные растягивающие напряжения величиной $\sigma_{0,17t} = 37$ МПа, а с наружной стороны $\sigma_{0,17t} = 1,0$ МПа. Напряжения действуют параллельно оси поперечного ребра. При положении середины вагона над серединой продольной балки (рис.

4.32) поперечные напряжения равны нулю, соответственно расчетный размах главных растягивающих напряжений составляет $\Delta \sigma_{0,17t} = 37$ МПа. Согласно рис. 4.31, максимальные главные сжимающие напряжения с внутренней стороны балки составляют $\sigma_{0,17t} = -20$ МПа, а с наружной стороны $\sigma_{0,17t} = -90$ МПа. При этом, когда вагон располагается над серединой продольной балки (рис. 4.32), в ее стенке возникают растягивающие напряжения $\sigma_{0,17t} = 7,4$ МПа. В данном случае максимальный размах главных сжимающих напряжений по модулю составляет $\Delta \sigma_{0,17t} = 82,6$ МПа.

Таким образом, локальное НДС сварного узла балочной клетки решетчатого пролетного строения практически аналогично НДС сварного узла главной балки сплошностенчатого пролетного строения. То есть в сварных узлах с внутренней стороны стенки возникают главные растягивающие напряжения, а с наружной стороны главные сжимающие напряжения. По модулю величины сжимающих напряжений больше растягивающих. Проявление также двухчастотного нагружения в сварном узле, при прохождении поезда по рассматриваемому участку балочной клетки проезжей части, не проявляется. Как и в случае балочного сплошностенчатого пролетного строения, можно выявить две потенциально опасные точки в зоне сварного шва с действующими размахами напряжений: с внутренней и наружной стороны стенки балки (рис. 4.24). Для анализа долговечности сварного узла следует учитывать главные сжимающие напряжения, так как уровень растягивающих напряжений не приводит к возможному зарождению трещины усталости. На рис. 4.38 приведена кривая усталости сварного соединения с приваркой поперечного ребра, выраженная в локальных напряжениях $\sigma_{0.17t}$. Для построения кривой усталости, используя выражение (3.1), применялись те же параметры, что и для сварного узла балочного пролетного строения.



Рисунок 4.38 – Кривая усталости сварного узла, выраженная в локальных напряжениях 0,17*t* для точки Б (рис. 4.24)

От действия главных сжимающих напряжений $\Delta \sigma_{0,17t} = 82,6$ МПа есть вероятность зарождения трещины усталости. При данном размахе напряжений число циклов до образования трещины усталости составляет примерно $2.4 \cdot 10^6$. С учетом того, что максимальный размах переменных напряжений в узле возникает при прохождении каждой пары смежных тележек вагона (рис. 4.276), и рассмотрения прохождения по пролетному строению 100 эталонных поездов в сутки, каждые 365 дней в году, появление трещины усталости ожидается примерно через 2 года эксплуатации. При этом по данным эксплуатации натурных пролетных строений, данного типового проекта, трещины усталости зарождаются через 4 года эксплуатации. То есть расчетный ресурс пролетного строения близок к фактическому.

4.4 Выводы по разделу 4

1. Установлено, что сложное НДС элементов сварных узлов существенно влияет на характер изменения величины и повторяемости локальных переменных напряжений в зоне сварных соединений. На основе исследования локального НДС элементов типовых железнодорожных пролетных строений (ТП №821 и ТП №690) установлено, что в одном и том же сварном узле, в его разных точках, могут действовать локальные сжимающие и растягивающие напряжения. В узлах прикрепления ребер жесткости к стенкам балок, трещины типа Т9 возникают от действия сжимающих переменных напряжений.

3. Установлено, что в разных точках одного и того же сварного узла пролетного строения, при прохождении подвижной нагрузки, одновременно может возникать, как одночастотный, так и двухчастотный режим нагружения. Используя методику для расчета на усталость сварных соединений при двухчастотном нагружении, предложенную Институтом электросварки им. Е.О. Патона НАНУ, было установлено снижение долговечности узла балочного пролетного строения по ТП №821 примерно в 4 раза.

4. Результаты расчета усталостной долговечности узлов пролетных строений по локальным напряжениям, при прохождении эталонного поезда, установили ресурс пролетных строений 2 года для ТП №690 и 12 лет для ТП №821. По сравнению с данными эксплуатации натурных конструкций мостов установлено, что расчет выносливости по локальным напряжениям позволяет приблизиться к их фактическому ресурсу.

РАЗДЕЛ 5

РАЗВИТИЕ ИНЖЕНЕРНОЙ МЕТОДИКИ РАСЧЕТА СВАРНЫХ УЗЛОВ МОСТОВ НА ВЫНОСЛИВОСТЬ

5.1 Инженерная методика расчета сварных узлов мостов на выносливость

В действующих проектирования нормах стальных мостов ДБН В.2.3-26:2010 предусмотрено два разных подхода к расчету на выносливость железнодорожных И автодорожных мостов. При элементов расчете железнодорожных мостов, максимальные амплитуды переменных номинальных напряжений $\sigma_{max,ef}$ не должны превышать предел текучести основного металла сварного соединения R_s , с учетом его понижения через коэффициент γ_w (1.6). При расчете автодорожных мостов, действующие размахи переменных номинальных напряжений в сечении $\Delta \sigma_i$ не должны превышать ограниченный размах переменных напряжений $\Delta \sigma_D$ сварного соединения. Расчет на выносливость мостовых конструкций, сварных узлов как железнодорожных, так И автодорожных, должен иметь общую основу. Расчет должен выполняться с учетом рассмотрения двух типов переменных напряжений в элементах: номинальных и локальных. Номинальные напряжения рассматриваются в случае, когда элемент подвержен только лишь общей нагруженности. Локальные напряжения, в зоне сварного соединения, учитываются в случае, когда элемент, помимо общей нагруженности, подвержен местным дополнительным факторам, приводящим к сложному локальному НДС.

Применительно к сварным узлам мостовых конструкций, проверку на выносливость предлагается выполнять на основе выражений:

$$\Delta \sigma_i \leq \frac{\Delta \sigma_D \cdot m_r}{\gamma_r},\tag{5.1}$$

$$\Delta \sigma_{i,0.17t} \leq \frac{\alpha_{0.17t} \cdot \Delta \sigma_D \cdot m_r}{\gamma_r}, \qquad (5.2)$$

где *m_r* – коэффициент условий работы;

 γ_r – коэффициент надежности.

В выражениях (5.1) и (5.2) значения коэффициентов m_r и γ_r назначаются, исходя из действующих норм проектирования мостов. Значения $\Delta \sigma_D$ могут назначаться на основе расчетных кривых усталости для рассматриваемого вида сварного соединения (Таблица М5.2 – М.5.10 ДБН В.2.3-26:2010). Значения коэффициентов $\alpha_{0,17t}$, предназначенные для перевода кривых усталости из номинальных напряжений в локальные напряжения $\sigma_{0,17t}$, назначаются согласно методике, приведенной в третьем разделе.

В нормах проектирования, для расчета железнодорожных мостов, принято использовать перспективный поезд в виде равномерно распределенной нагрузки СК. Такой вид нагрузки является условным и применяется для выявления общей нагруженности элементов. Схема нагрузки СК не пригодна для учета местного воздействия колес тележек вагонов на элементы конструкции и анализа локального НДС в узлах. Вместе с тем известно, что нормативная нагрузка СК создавалась исходя из конкретных перспективных схем подвижных экипажей на основе прогноза развития подвижного состава [7, 9]. На перспективу, для колеи 1524 мм, были намечены 8-осный электровоз с осевым давлением 33 тс и однородные грузовые 6 и 8-осные вагоны с осевым давлением 30 тс (рис. 5.1). Исходя из этого, есть все основания ее применения для расчета на выносливость ПО локальным напряжениям. При этом для определения числа циклов действующих переменных напряжений в элементах при прохождении поезда по мосту, можно воспользоваться рекомендациями [45], где подвижной состав состоит из 30 грузовых вагонов. В расчетах на выносливость следует рассмотреть две схемы загружения железнодорожных мостов перспективной нагрузкой СК: в виде отдельного поезда, состоящего из локомотива и 30 6-осных вагонов (рис. 5.1a, б); в виде отдельного поезда, состоящего из локомотива и 30 8-осных вагонов (рис. 5.1a, в).



Рисунок 5.1 – Схемы экипажей нормативной подвижной нагрузки СК: а – 8осный электровоз; б – 6-осный грузовой вагон; в – 8-осный грузовой вагон

В свою очередь, согласно [18, 61], при создании нормативной методики расчета на выносливость, предусмотрели то, что мосты рассчитываются на нагрузку подвижного состава с учетом перспективы, а эксплуатируются они в течении ряда лет при меньших нагрузках, при нестационарном режиме нагружения. За это отвечает коэффициент режима нагрузки ζ и он учитывается при определении коэффициента α в выражении (1.6):

$$\alpha = \frac{R_u}{2 \cdot \kappa_{\rho} \cdot \sigma_{-1} \cdot \xi},\tag{5.3}$$

где κ_{ρ} – коэффициент неоднородности материала;

 σ_{-1} – амплитуда ограниченных напряжений цикла при симметричном цикле нагружения ($\rho = -1$) на базе 2·10⁶ циклов нагружения;

*R*_{*u*} – временное сопротивление стали.

Согласно [18], коэффициент ξ находится в диапазоне 1,4 – 1,5 и в нормах проектирования заложена величина 1,42, которая повышает коэффициент γ_w . Важно отметить, что в выражении (5.3) все параметры, за исключением ξ ,

относятся к расчетному пределу выносливости сварного соединения. Если принять в рассмотрение сварное соединение из низколегированной стали, тогда в зависимости от коэффициента асимметрии цикла ρ от –1,0 до 1,0, коэффициент ξ повышает расчетный предел выносливости сварного соединения от 1,0 до 1,42, что можно наблюдать на графике рис. 5.2. Отсюда следует, что коэффициент ξ можно использовать в выражениях (5.1) и (5.2), также повышая предел выносливости, который выражается в виде ограниченного размаха напряжений $\Delta \sigma_D$. Исходя из этого, выражения (5.1) и (5.2) примут вид (5.4), в случае расчета по номинальным напряжениям и (5.5), в случае расчета по локальным напряжениям. В выражениях коэффициент ξ может определяться согласно графику на рис. 5.2 или таблицы 5.1.



Рисунок 5.2 – Повышение коэффициента γ_w коэффициентом ζ при различной асимметрии цикла действующих переменных напряжений

$$\Delta \sigma_i \leq \frac{\xi \cdot \Delta \sigma_D \cdot m}{\gamma_r},\tag{5.4}$$

$$\Delta \sigma_{i,0.17t} \leq \frac{\xi \cdot \alpha_{0.17t} \Delta \sigma_D \cdot m}{\gamma_r}.$$
(5.5)

-1,0-0,8-0,6-0,4-0,20 0,2 0,4 0,6 0,8 1,0 ρ 1,25 ξ 1,00 1,08 1,15 1,20 1,29 1,32 1,35 1,38 1,40 1,42

Таблица 5.1 – Значение коэффициента *ξ* в зависимости от коэффициента асимметрии цикла *ρ*

В случае необходимости учета снижения выносливости сварного соединения, в условиях двухчастотного режима нагружения, правую часть выражений (5.4) и (5.5) следует разделить на коэффициент χ , определяемый выражением (4.4). В таком случае выражения (5.4) и (5.5) примут вид:

$$\Delta \sigma_i \leq \frac{\xi \cdot \Delta \sigma_D \cdot m_r}{\gamma_r \cdot \chi},\tag{5.6}$$

$$\Delta \sigma_{i,0.17t} \leq \frac{\xi \cdot \alpha_{0.17t} \Delta \sigma_D \cdot m_r}{\gamma_r \cdot \chi} \cdot$$
(5.7)

В нормах проектирования автодорожных мостов на выносливость, обращающаяся подвижная нагрузка представлена в виде обобщенного двухосного грузового автотранспорта (рис. 5.3) (в виде тандема АК). Такой вид нагрузки позволяет учесть как общее нагружение элементов моста, так и местное нагружение. При проверках на выносливость следует применять выражения (5.1) и (5.2).



Рисунок 5.3 – Схема автодорожной нормативной подвижной нагрузки АК для расчета мостов на выносливость

В процессе движения автотранспорта по конструкции ортотропной плиты, его колесо может занимать различное положение в поперечном направлении, относительно оси продольного ребра. Колесо может находиться, как над продольным ребром жесткости, так и между продольными ребрами жесткости. В последнем случае, в сварном узле пересечения продольного ребра с поперечной балкой, проявляется сложное локальное НДС элементов. Поэтому в расчете на выносливость узлов ортотропных плит проезжей части следует учитывать влияние данного фактора. В нормативном документе Eurocode 1 [84], на основе статистических данных движения транспортных средств на автомобильных дорогах, приводятся данные вероятности изменения положения колеса транспорта в поперечном направлении (рис. 5.4). Согласно этим данным, при движении транспорта, положение колеса транспорта в поперечном направлении может изменяться в пределах 100 мм с вероятностью 50%, в пределах 300 мм с вероятностью 18% и в пределах 500 мм с вероятностью 7%.



Рисунок 5.4 – Вероятность возможного изменения положения колеса автотранспорта в поперечном направлении

Для расчета на выносливость, с учетом нескольких случаев положения нагрузки АК в поперечном направлении, определяются разные группы размахов локальных переменных напряжений $\Delta \sigma_1$, $\Delta \sigma_2$, $\Delta \sigma_3...\Delta \sigma_i$ на расстоянии 0,17*t* от линии сплавления шва в потенциально опасной зоне сварного узла. Каждый размах переменных напряжений $\Delta \sigma_i$ определяется от нагрузки АК (рис. 5.3), с учетом различного положения колеса в поперечном направлении (рис. 5.4). Затем осуществляется расчет накопления усталостных повреждений, путем их линейного суммирования:

$$\frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \frac{n_3}{N_3} + \dots + \frac{n_i}{N_i} = D,$$
(5.8)

где n_1 , n_2 , $n_3...n_i$ – число циклов, соответствующее размаху действующих переменных напряжений $\Delta \sigma_1$, $\Delta \sigma_2$, $\Delta \sigma_3...\Delta \sigma_i$ в исследуемой зоне сварного узла от нагрузки АК;

 N_1 , N_2 , $N_3...N_i$ – число циклов до образования трещины усталости, при действующем размахе переменных напряжений в элементе $\Delta \sigma_1$, $\Delta \sigma_2$, $\Delta \sigma_3...\Delta \sigma_i$; D – предельная величина относительных повреждений.

В общепринятой инженерной практике расчета на выносливость элементов из различных материалов принято, что в случае, когда суммарная величина относительных повреждений в левой части выражения (5.8) превышает величину D = 1,0, при действующих уровнях напряжений неизбежно появление усталостной трещины. Международным институтом сварки и Институтом электросварки им Е.О. Патона НАНУ, на основе обобщения многочисленных лабораторных испытаний сварных соединений на усталость, установлено, что для сварных соединений с высоким уровнем остаточных напряжений можно принять D = 0,5 - 0,7 [23, 24, 102]. В инженерный метод расчета сварных узлов мостов можно заложить наименьшее значение D = 0,5.

В случае возникновения сложного локального НДС в сварном узле, в расчете на выносливость следует оперировать потоками локальных главных напряжений (3.2) на расстоянии 0,17*t* от линии сплавления шва.

5.2 Алгоритм расчета сварных узлов мостов на выносливость

Обобщая все вышесказанное, алгоритм последовательности расчета выносливости сварных узлов железнодорожных и автодорожных мостов можно представить в виде блок-схем, приведенных на рис. 5.5 и рис. 5.6.



Рисунок 5.5 – Блок-схема последовательности расчета на выносливость

сварного узла железнодорожного моста





сварного узла автодорожного моста

5.3 Пример расчета ресурса железнодорожного пролетного строения с ортотропной плитой проезжей части

Применение предлагаемого метода расчета на выносливость по локальным напряжениям $\sigma_{0,17t}$ представлено на примере типового пролетного строения, расположенного на железнодорожном участке Киев-Московский – Дарница железнодорожно-автомобильного мостового перехода через р. Днепр в г. Киеве. Типовой проект (ТП №2210) представляет из себя серию сварных балочных разрезных пролетных строений длиной 18 – 33,6 м с ездой на балласте. Пролетные строения были разработаны Институтом ГИПРОТРАНСПУТЬ, совместно с ВНИИЖТ и были утверждены в 2002 году [29, 32]. Общий вид сечений пролетного строения длиной 33,6 м показан на рис. 5.7.



Рисунок 5.7 – Поперечные сечения пролетного строения 33, 6м (ТП №2210)

Главные балки П-образного очертания состоят из двух вертикальных стенок, листа верхнего пояса и горизонтальных листов нижнего пояса, каждый из которых, в виде полки тавра, приварен к вертикальным стенкам. Несущие элементы пролетного строения изготовлены из металла марки 15ХСНД. Для обеспечения устойчивости, стенки балок подкреплены внутренними диафрагмами,

на которые опирается лист верхнего пояса. С наружной стороны, стенки балок подкреплены горизонтальными продольными ребрами жесткости И вертикальными ребрами в опорных сечениях. Верхний пояс балок, являющийся днищем балластного корыта, выполнен в виде ортотропной плиты проезжей части (рис. 5.8). Она представляет собой горизонтальный лист толщиной 16 мм (в середине пролета), подкрепленный продольными и поперечными ребрами жесткости. В каждой панели, между внутренними диафрагмами, лист верхнего пояса подкреплен четырьмя продольными ребрами жесткости толщиной 12 мм, которые привариваются к листу верхнего пояса и ригелям диафрагм. Продольные ребра имеют переменную высоту. В средней части панели высота ребра составляет 150 мм, а в сечении примыкающей части ребра к ригелю диафрагмы – 340 мм. Продольные ребра, начиная от опоры, идут с шагом 1500 мм, 1800 мм, 9 × 3000 мм, 1800 мм, 1500 мм. Ортотропная плита является наиболее важной частью конструкции, которая определяет компоновку всего пролетного строения в целом.





При приемке пролетных строений отмечались и фиксировались отклонения в конструкциях от проектных решений. При изготовлении конструкций не была

выдержана соосность примыкания продольных ребер жесткости (рис. 5.9). В результате обследования пролетных строений на железнодорожном мосту, были зафиксированы несоосности примыкания продольных ребер к ригелю диафрагм до 12 мм (в осях ребер), что составляет толщину ребра. Несоосность ребер фиксировалась на разных расстояниях от начала пролетного строения, включая и середину пролета.





Рисунок 5.9 – Несоосность примыкания продольных ребер к ригелю диафрагмы

Результаты натурных статических испытаний крупномасштабных сварных образцов, проведенных в Институте электросварки, показали, что столь значительные отклонения от проектных решений приводят к изменению локального НДС в узле прикрепления продольных ребер к диафрагмам. При действии сжимающей силы, смещение ребер вызывает дополнительный местный изгиб продольных ребер в поперечном направлении. На рис. 5.10 показано испытание сварного образца на осевое нагружение в универсальной гидравлической испытательной машине МП-800, установленной В отделе прочности сварных конструкций Института электросварки им Е.О. Патона НАНУ. На рис. 5.10а представлены основные размеры сварного образца. На рис. 5.106 представлен общий вид испытания образца и положение тензодатчиков для измерения продольных напряжений. На рис. 5.11 представлен характер распределения продольных напряжений в ребре, с внутренней и наружной стороны, при действии осевой сжимающей силы P = -115,5 тс.









Внешняя сторона стенки ребра



Внутренняя сторона стенки ребра

б)

Рисунок 5.10 – Основные размеры сварного образца (а), общий вид испытания образца и схема расположения тензодатчиков (б)



Рисунок 5.11 – Характер распределения напряжений в ребре с внутренней (а) и внешней (б) стороны ребра при осевой силе нагружения P = -115,5 тс (точками представлены экспериментальные данные, линиями – расчетные данные)

Представленные данные свидетельствуют о том, что в условиях осевого нагружения узла, местный изгиб стенки приводит к перераспределению продольных сжимающих напряжений в зоне сварного соединения. С внутренней

стороны стенки ребра, сжимающие напряжения увеличиваются, при этом с внешней стороны стенки ребра – снижаются. Соответственно, местные дополнительные сжимающие напряжения могут вносить существенный вклад на снижение выносливости сварного узла и конструкции в целом. В связи с этим были проведены численные исследования влияния данного деструктива в конструкции ортотропной плиты на локальное НДС сварного узла и ресурс пролетного строения, в условиях действия нормативной подвижной нагрузки СК. В рамках примера исследовался узел пролетного строения длиной 33,6 м: без смещения продольных ребер и со смещением ребер в осях, на величину 12 мм. Исследуемый узел располагался в средней части пролета (рис. 5.12).





Рисунок 5.12 – Схема положения исследуемого сварного узла со смещением продольных ребер жесткости в пролетном строении длиной 33,6 м

Особенностью общей нагруженности пролетного строения является то, что помимо общего изгиба главных балок возникает местный изгиб продольных ребер жесткости между диафрагмами от колес тележек вагона. При прохождении поезда по пролетному строению, в продольном ребре, помимо действия
продольной сжимающей силы N, при изгибе главных балок, одновременно действует и изгибающий момент M от местного изгиба ребра между диафрагмами. В связи с этим рассматривались две схемы положения сцепа вагонов поезда над сварным узлом. Первая схема нагружения (рис. 5.13а) приводит к возникновению максимального отрицательного момента M в ребре над диафрагмой. Вторая схема нагружения (рис. 5.13б) соответствует положению середины вагона над сварным узлом, что приводит к минимальному действию отрицательного момента M в ребре над диафрагмой.



Рисунок 5.13 – Схемы положения грузовых вагонов СК для исследования НДС исследуемого сварного узла: а – положение сцепа вагонов над узлом; б – положение середины вагона над узлом

По результатам исследований локального НДС сварного узла было установлено, что продольные сжимающие напряжения по высоте ребра, как без их смещения, так и со смещением, в зоне примыкания к диафрагме распределяются по нелинейному закону. В случае положения сцепа вагонов над узлом (рис. 5.12a), наибольшие сжимающие локальные напряжения $\sigma_{0.17t}$ в ребре

возникают на расстоянии 112 мм от линии сплавления шва приварки ребра к листу настила (рис. 5.14). Максимальные локальные напряжения, в условиях отсутствия смещения ребер, составляют $\sigma_{0,17t} = -115$ МПа. В условиях смещения ребер, с внутренней стороны стенки ребра максимальные напряжения составляют $\sigma_{0,17t} = -191$ МПа, а с внешней стороны стенки, в том же месте, где максимальные напряжения с внутренней стороны, составляют $\sigma_{0,17t} = -20$ МПа. То есть местные дополнительные напряжения с внутренней стороны стенки увеличивают напряжения на 66%.





В условиях положения середины вагона над сварным узлом характер распределения напряжений существенно изменяется. При отсутствии смещения ребер, напряжения распределяются по высоте ребра по линейному закону (рис. 5.15). При этом наибольшие локальные напряжения $\sigma_{0,17t}$ возникают в зоне приварки к листу настила и составляют $\sigma_{0,17t} = -75$ МПа. В случае смещения ребер с внутренней стороны стенки ребра, напряжения увеличиваются примерно на 25% и составляют $\sigma_{0,17t} = -100$ МПа, а с наружной стороны стенки ребра напряжения снижаются на 12% и составляют $\sigma_{0,17t} = -66$ МПа.



Рисунок 5.15 – Характер распределения локальных сжимающих напряжений σ_{0.17t} в сварном узле со смещением и без смещения ребер при положении середины вагона (5.13б) над исследуемым узлом

Приведенные данные позволяют заключить, что, как и в случае наличия смещения ребер, так и в отсутствии смещения ребер, в сварном узле имеются две потенциально опасные точки, в которых есть вероятность зарождения трещины усталости. Первая точка находится у линии сплавления шва приварки ребра к листу настила (рис. 5.16а), а вторая точка – на удалении от линии сплавления шва на величину 112 мм (рис. 5.16б). В таблице 5.2 и 5.3 приведены наибольшие размахи локальных сжимающих напряжений в точках сварного узла без смещения и со смещением ребер. Наличие потенциально опасных мест в сварном узле согласовывается и с инструкцией по диагностике данного типа пролетных строений [29].



Рисунок 5.16 – Потенциально опасные зоны в продольном ребре, с точки зрения зарождения усталостной трещины

Таблица 5.2 – Размахи напряжений в потенциально опасных точках сварного узла без смещения ребер

	Наибольший ра напряжений	азмах локальных й⊿σ _{0,17} , МПа	Ограниченный размах	
Точка в узле	В случае положения сцепа вагонов над узлом (рис. 5.13а)	В случае положения середины вагона над узлом (рис. 5.13б)	локальных напряжений. в сварном узле, МПа	
Α	-73	-75	94	
Б	-115	-42	94	

Таблица 5.3 – Размахи напряжений в потенциально опасных точках сварного узла со смещением ребер

	Наибольший ра напряжений	азмах локальных й⊿σ _{0,17<i>1</i>} , МПа	 Ограниченный размах 	
Точка в узле	В случае положения сцепа вагонов над узлом (рис. 5.12а)	В случае положения середины вагона над узлом (рис. 5.12а)	локальных напряжений в сварном узле, МПа	
А	-115	-100	94	
Б	-190	-67	94	

В таблицах приводятся значения ограниченных размахов напряжений, которые определялись на основе выражения (5.6). При этом были приняты следующие значения параметров выражения: $\alpha_{0,17t} = 1,1$; $\xi = 1,3$ при $\rho = 0$ (табл. 5.1); число циклов действующих переменных напряжений за 100 лет эксплуатации моста $N_i = 3,65 \cdot 10^6$; $\Delta \sigma_D = 65,5$ МПа, как для таврового сварного соединения с полным проплавлением и высоким уровнем остаточных напряжений; $m_r = 1,0$; $\gamma_r = 1,0$. Из приведенных данных в таблице видно, что действующие размахи локальных напряжений превышают ограниченные размахи локальных напряжений для сварного узла. Напряжения превышают как в сварном узле без смещения ребер, так и со смещением ребер. Действующие расчетные напряжения превышают предельно допустимые на 18% при отсутствии смещения ребер и на 50% со смещением ребер. Это говорит о недопустимой эксплуатации пролетного строения при действии перспективной нагрузки СК, в силу вероятности зарождения трещины усталости в узлах пересечения ребер жесткости.

Впрочем, о неудачном принятии конструктивного решения данного узла в пролетных строениях серии ТП №2210 отмечается и в [6, 29]. Соответственно требуется проведение мероприятий по повышению долговечности узлов для безопасной эксплуатации данного типа пролетных строений.

5.3 Выводы по разделу 5

1. Предложен и обоснован новый инженерный подход к расчету сварных узлов автодорожных и железнодорожных мостов на выносливость. Для определения локального НДС в железнодорожных мостах, предлагается использовать схемы перспективных поездов (СК), состоящих из локомотива и 6, 8-осных вагонов, а в автодорожных мостах – схему тандема нормативной нагрузки АК с учетом изменения положения колеса в поперечном направлении. Для выполнения проверки выносливости предложены соответствующие выражения.

2. В случае расчета на выносливость при нестационарном режиме нагружения, предлагается использовать классическую гипотезу линейного накопления усталостных повреждений, с предельной величиной относительных повреждений для сварных соединений с высоким уровнем остаточных напряжений D = 0.5.

3. Приведен алгоритм последовательности расчета сварных узлов автодорожных и железнодорожных мостов на выносливость по предлагаемой методике.

4. Представлен пример практического применения предлагаемой инженерной методики расчета. Выполнен расчет на выносливость железнодорожного пролетного строения по ТП №2210 при наличии и отсутствии зафиксированного смещения продольных ребер жесткости в конструкции

ортотропной плиты. Установлено, что действующие расчетные напряжения превышают предельно допустимые на 18% при отсутствии смещения ребер и на 50% со смещением ребер. Выявлена недопустимость эксплуатации пролетного строения при действии перспективной нагрузки СК, а также неправильное назначение конструктивного решения сварного узла ортотропной плиты.

выводы

В диссертационной работе приведено теоретическое обобщение и новое решение научной задачи, которая заключается в совершенствовании модели расчета сварных узлов мостов на выносливость.

Осуществленные в диссертационной работе исследования позволяют сделать следующие выводы:

1. Выполнен анализ современного состояния проблемы усталостной долговечности сварных узлов металлических мостов. Выявлены основные места усталостных повреждений в мостах.

2. Установлено, что применение разработанной конечно-элементной модели, состоящей из разнотипных КЭ объединенных системой АЖТ, позволяет определять закономерности возникновения и изменения сложного локального НДС элементов в сварных узлах мостовых конструкций.

Установлены оптимальные размеры фрагментов из оболочечных КЭ и моделей сварных узлов из трехмерных КЭ. Для балочных пролетных строений достаточно вводить фрагмент из оболочечных КЭ, который включает в себя только четыре отсека стенки. Для сварного узла достаточно создавать трехмерную модель, в которой расстояние от линии сплавления шва до границы модели не менее 2t, где t - толщина основного металла.

3. Установлены закономерности распределения локальных напряжений в различных типах сварных соединений, В зависимости ОТ различных формообразований сварных ШВОВ, согласно техническим условиям на изготовление мостовых конструкций. Выявлено, что наибольшее влияние на локальный характер распределения напряжений имеют следующие факторы: превышение усиления шва, зазор в зоне несплавления, радиус закругления в зоне перехода от металла шва к основному металлу, подрезы. Также выявлено, что наименьшее влияние оказывают: разный угол сопряжения поверхности шва, превышение катета шва и его асимметрия.

4. Впервые установлено, что на удалении от линии сплавления шва на величину 0,17t различные формообразования сварного шва практически не влияют на величину локальных напряжений. Полученны теоретические коэффициенты концентрации напряжений $\alpha_{0,17t}$ для перевода кривых усталости сварных соединений из номинальных напряжений в локальные $\sigma_{0,17t}$.

5. Подтверждена адекватность разработанной модели назначения расчетных ХСУ по локальным напряжениями $\sigma_{0,17t}$. В сравнении с данными натурных испытаний сварных образцов на выносливость, расчет ПО локальным напряжениям $\sigma_{0.17t}$ предупреждает 0 зарождении трещины усталости В В сравнении с сроки. альтернативными методами приемлемые расчета расхождение между расчетными значениями долговечности в среднем не превышает 5%.

6. По результатам исследований локального НДС элементов типовых железнодорожных пролетных строений (ТП №821 и ТП №690) установлено, что при действии эксплуатационной нагрузки, в одном и том же сварном узле прикрепления ребер жесткости, может возникать несколько потенциально опасных зон образования трещин усталости. Закономерность изменения локального НДС узлов существенно зависит от схемы местного положения колес поезда.

7. Результаты исследований усталостной долговечности узлов пролетных строений по локальным напряжениями при действии эталонного поезда установили ресурс пролетных строений 2 года для ТП №690 и 12 лет для ТП №821. В сравнении с данными эксплуатации натурных конструкций мостов установлено, что расчет выносливости по локальным напряжениям позволяет приблизиться к их фактическому ресурсу.

8. Усовершенствована инженерная методика расчета сварных узлов мостов на выносливость. Предложены соответствующие зависимости для выполнения проверок, модели подвижной нагрузки, а также разработаны алгоритмы последовательности расчета автодорожных и железнодорожных мостов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

 Антимонов Г.В. Учет воздействия подрессоренной поездной нагрузки на балочные мосты / Г.В. Антимонов // Вопросы теории колебаний и динамики мостов. – Днепропетровск, 1975. – Вып. 165/19. – С. 113-116.

2. Барабаш. М.С. Современные технологии расчета и проектирования металлических и деревянных конструкций : [Учебное пособие для студентов высш. учеб. заведений] / М.С. Барабаш, М.В. Лазнюк, М.Л. Мартынова. – М. : Издательство АСВ, 2008. – 328 с.

3. Битаев В.А. Сопротивление усталости стальных орторопных плит проезжей части автодорожных мостов: дис. к-та. техн. наук. : 05.03.06 / Виктор Анатольевич Битаев. – К., 1986. – 224 с.

4. Бобылев К.Б. Метод оценки усталостной долговечности, основанный на модели накопления повреждений / К.Б. Бобылев, Р.М. Гробовский, Г.И. Тарнопольский // Труды НИИЖТ. – Москва, 1975. – Вып. 168. – С. 5-15.

 Бобылев К.Б. Расчетный метод исследования режимов нагруженности мостов / К.Б. Бобылев, В.Е. Поваляев // Труды НИИЖТ. – Москва, 1975. – Вып. 168. – С. 15 -17.

 Богданов Г.И. Проектирование мостов и труб. Металлические мосты: [Учебник для вузов ж.-д. транспорта] / Г.И. Богданов, С.Р. Владимирский, Ю.Г. Козьмин. – М. : Маршрут, 2005. – 460 с.

Бондарь Н.Г. Взаимодействие железнодорожных мостов с подвижным составом / Н.Г. Бондарь, Ю.Г. Козьмин, З.Г. Ройтбурд. – М. : Транспорт, 1984. – 272 с.

Винокуров В.А. Сварные конструкции. Механика разрушения и критерии работоспособности / В.А. Винокуров, С.А. Куркин, Г.А. Николаев. – М. : Машиностроение, 1996. – 576 с.

 Вопросы проектирования железнодорожных мостов : науч. труды ВНИИЖТ / науч. ред. И. И. Казей. – М. :Трансжеодориздат МПС, 1962. – Вып. 46.
 168 с. 10. Высоцкий М.С. Гибридный подход к оценке усталостной долговечности сварных несущих конструкций АТС / М.С. Высоцкий, А.В. Шмелев, Д.Н. Сидоренко // Автомобильная промышленность: научно-технический журнал. – Минск, 2010. – № 11. – С. 13-16.

 Указания по осмотру и усилению эксплуатируемых сварных пролетных строений / А.С. Гершман, Ю.П. Миролюбов, Е.М. Панин, В.В. Фролов,
 Ю.П. Сподарева.. – М. : ЛИИЖТ. Главное управление пути МПС, 1990. – 19 с.

12. Городецкий А.С. Компьютерные модели конструкций / А.С. Городецкий, И.Д. Евзеров. – М. : Издательство ассоциации строительных вузов, 2009. – 360 с.

13. ДБН В.1.2-15:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи. – [Чин. від 2009-11-11]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 83 с.

14. ДБН В.2.3-26:2010. Споруди транспорту. Мости і труби. Сталеві конструкції.– [Чин. від 2011-10-01].– К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 195с.

15. ДБН В.2.3-22:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування. – [Чин. від 2011-11-11]. – К. : Мінрегіонбуд України, 73 с.

16. ДБН В.2.6-163:2010. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу. – [Чин. від 2011-09-01].– К. : Мінрегіонбуд України, 62с.

17. Дорошкевич А.А. Влияние конструкции мостового полотна на действительную нагруженность сплошностенчатых сварных пролетных строений железнодорожных мостов и ее учет в расчете на усталость: дис. к-та. техн. наук. : 05.22.06 / Антон Андреевич Дорошкевич. – М., 1992. – 149 с.

18. Дучинский Б. Н. Выносливость элементов сварных мостовых конструкций при переменных и знакопеременных напряжения / Б. Н. Дучинский // Труды ЦНИИС. – Москва, 1956. – Вып. 20. – С. 86–162.

19. Зенкевич О. Метод конечных элементов в технике / О. Зенкевич. – М.
: Издательство «МИР», 1976. – 538 с.

20. Закора О.Л. Дослідження роботи стінки поздовжньої балки залізничних металевих мостів при різних типах мостового полотна / О.Л. Закора,

Г.О. Лінник, В.В. Марочка // Вісник ДНУЗТ. – Дніпропетровськ, 2010. – С. 88-92.

21. Кирьян В.И. Продление ресурса металлических пролетных строений железнодорожных мостов с усталостными повреждениями / В.И. Кирьян, В.В. Кныш, А.З. Кузьменко // Автоматическая сварка. – Киев, 2007. – №7. – С. 29-32.

22. Кир'ян В.І. Продовження терміну експлуатації зварних металевих прогонових будов мостів з тріщинами втоми / В.І. Кир'ян, В.В. Книш, Г.О. Лінник // Автом. дороги і дорожнє буд-во. – Київ, 2006. – №73. – С. 121-125.

23. Кныш В. Накопичення втомних пошкоджень у таврових зварних з'єднаннях у початковому і зміцненому високочастотним прокуванням станах при блоковому навантажені / В. Кныш, О. Кузьменко, С. Соловей // Машинознавство. – Київ, 2009. – №9. – С. 26-30.

24. Кныш В.В. Накопление усталостных повреждений в тавровых сварных соединениях стали 09Г2С в исходном и упрочненном высокочастотной механизированной проковкой состояниях / В.В. Кныш, С.А. Соловей, А.З. Кузьменко // Автоматическая сварка. – Київ, 2008. – №10. – С. 12-18.

25. Кондратов В.В. Вибрации элементов решетки главных ферм металлических пролетных строений железнодорожных мостов: дис. к-та. техн. наук. : 05.23.15 / Валерий Владимирович Кондратов. – Л., 1984. – 251 с.

26. Конструкции сварных пролетных строений железнодорожных мостов с повышенной стойкостью против хрупких и усталостных повреждений : Отчет о НИР / ВНИИЖТ : рук. Дорошкевич А.А. – М., 1989. – 180 с. – Исполн.: Подольский В.И., Путря Н.Н. – Инв. № 080238899293.

27. Корнеев М.М. Сталеві мости. Теоретичний і практичний посібник з проектування / М.М. Корнеев. – К. : Вид-во «Академпрес», 2010. – Т.1. – 532 с.

28. Корнеев М.М. Сталеві мости. Теоретичний і практичний посібник з проектування / М.М. Корнеев. – К. : Вид-во «Академпрес», 2010. – Т.1. – 490 с.

29. Косарев А.Б. Инструкция по диагностике металлических пролетных строений мостов с ортотропной плитой и металлическим балластным корытом /

А.Б. Косарев, А.Ю. Абдурашитов, А.А. Дорошкевич. – М. : ОАО «ВНИИЖТ», 2012. – 50 с.

30. Кудрявцев И.В. Усталость сварных конструкций / И.В. Кудрявцев,
 Н.Е. Наумнченков. – М. : «Машиностроение», 1976. – 270 с.

31. Лучко Й.Й. Механіка руйнування мостових конструкцій та методи прогнозування їх залишкової довговічності / Й.Й. Лучко, Г.Т. Сулим, В.І. Кир'ян – Л. : Каменяр, 2004. – 885 с.

32. Металлические балочные сварные пролетные строения с ездой поверху на балласте расчетными пролетами до 33,6м для железнодорожных мостов. Пролетные строения *Lp* = 18,2...33,6 м : Материалы для проектирования. – М., 2001. – 24 с. – Инв. № 2210.

33. Миролюбов Ю.П. Усталостные трещины в сплошностенчатых пролетных строениях / Ю.П. Миролюбов, Е.М. Панин, В.В. Фролов // Вопросы проектирования и эксплуатации искусственных сооружений. – Л. : Ин-т инж. ж.-д. транспорта им. В.Н. Образцова, 1983. – С. 62-69.

34. Михеев П.П. Определение расчетных кривых усталости сварных соединений эксплуатируемых металлоконструкций / П.П. Михеев, В.В. Кныш, О.В. Войтенко, В.А. Бродовой //Автомат. сварка. – Киев, 2004. – №6. – С. 35-39.

35. Навроцкий Д.И. Расчет сварных конструкций с учетом концентрации напряжений / Д.И. Навроцкий. – Л. : «Машиностроение», 1968. – 170 с.

36. Николаев Г.А. Последние достижения в области сварных металлических конструкций. / Г.А. Николаев // Исследования сварных конструкций ЦНИИ Транспортного строительства. – Москва, 1932. – С. 5-36.

Николаев Г.А. Сварные конструкции / Г.А. Николаев, А.С. Гельман. –
 Л. : ОНТИ. НКТП СССР, 1937. – 360 с.

38. Николаев. Г.А. Элементы сварных конструкций: учебное пособие для строительных вузов / Г.А. Николаев. – М. : Госстройиздат, 1933. – 318 с.

39. Никонов И.Н. Искусственные сооружения железнодорожного транспорта / И.Н. Никонов. – М. : Трансжелдориздат, 1963. – 339 с.

40. Осипов В.И. Мосты и тоннели на железных дорогах / В.И. Осипов, В.Г. Храпов, Б.В. Бобриков. – М. : Трансмост, 1988. – 367 с.

41. Осипов В.О. Долговечность металлических пролетных строений железнодорожных мостов / В.О. Осипов. – М. : Транспорт, 1982. – 287 с.

42. Содержание и реконструкция мостов / В.О. Осипов, Ю.Г. Козьмин, В.С. Анциперовский, А.А. Кирста. – М.: Транспорт, 1986. – 327 с.

43. Перельмутер А.В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер. – К. : Издательство «Сталь», 2002. – 600 с.

44. Перельмутер А.В. Беседы о строительной механике / А.В. Перельмутер. – М.: SCAD Soft, 2014. – 252 с.

45. Разработка методики расчета на усталость сварных соединений и узлов пролетных строений ж.д. мостов на основе вероятностных подходов к установлению расчетных нагрузок и характеристик сопротивления усталости. – Н. : НИИЖТ, 1989. – 15 с.

46. РД 50-694-90. Методические указания. Надежность в технике. Вероятностный метод расчета на усталость сварных конструкций. – М.: Госком. СССР по управлению качеством продукции и стандартов, 1991. – 84 с.

47. Р774/3-ОСЖД. Рекомендации по оценке влияния повышенной нагрузки на выносливость элементов главных ферм металлических пролетных строений железнодорожных мостов. – В. : ОСЖД, 2013 – 13 с.

48. Редченко В.П. Випробування прогонових будов автодорожніх балкових мостів рухомим навантаженням. / дис. к-та. техн. наук. : 05.23.01 / Василій Павлович Редченко. – К., 2004. – 140 с.

49. Результати випробувань мостового переходу через ріку Нижня Терса на 251 км ПК6 (непарної колії) лінії Дніпропетровськ – Чаплине Придніпровської залізниці : Звіт о НДР / Укрзалізниця : рук. Івашкевич Д.Л. – К., 2010. – 38 с. – Вик. ; Онищук Ф.Ф., Кириленко П.О. – Інв. № 799.

50. Дучинского Б.Н. Сварные конструкции / Б.Н. Дучинского, Г.А. Николаева. – М. : Машметиздат, 1936. – 168 с.

51. СНиП 2.05.03-84*. Мосты и Трубы. – [Действ. от 1991-11-26]. – М. : Госстрой России, 2005. – 239 с.

52. СНиП 3.06.04-91. Мосты и трубы. Правила производства и приемки работ. – [Действ. от 1992-07-01]. – М. : ЦНИИС, 1992. – 82 с.

53. СНиП III-18-75. Металлические конструкции. Правила производства и приемки работ. – [Действ. от 1977-01-01]. – М. : ЦНИИИПроектстальконструкция им. Мельникова, 1975. – 88 с.

54. Антипероеский В.С. Содержание и реконструкция железнодорожных мостов / В.С. Антипероеский, В.О. Осипов, К.К. Якобсон. – М. : Транспорт, 1975. – 240 с.

55. СТО-ГК-012-2007. Стальные конструкции мостов. Заводское изготовление. – [Действ. от 2007-08-24]. – М. : «Трансстрой», 2007. – 174 с.

56. Стрелецкий Н.С. К вопросу развития расчета по предельному состоянию / Н.С. Стрелецкий – М. : МИСИ, 1966. – 57 с.

57. Технические условия на проектирование и изготовление сварных пролетных строений ж.-д. мостов. – М. : Трансжелдориздат, 1956. – 160 с.

58. Типовой проект №3.501-30. Металлически пролетные строения с ездой понизу пролетами 33-110м под железную дорогу со сварными элементами и монтажными соединениями на высокопрочных болтах для использования в северных районах. Рабочие чертежи. Пролетное строение *l* = 55 м. – М., 1968 г. – 37 с. – № 690.

59. Типовой проект. 3.501-75. Сварные пролетные строения под один железнодорожный путь с ездой поверху пролетами 18,2 – 33,6 м (Обычное и северное исполнение). Пролетное строение длиной 27 м. – Л., 1971. – 16 с. – Инв. № 821.

60. Труфяков В.И. Прочность сварных соединений при переменных нагрузках / В.И. Труфяков. – К. : Наук. думка, 1990. – 256 с.

61. Труфяков В.И. Усталость сварных соединений / В.И. Труфяков. – К. : Наук. думка, 1973. – 216 с.

62. Труфяков, В.И. Определение долговечности при двухчастотном нагружении / В.И. Труфяков, В.С. Ковальчук // Пробл. прочности. – 1982. – №9 – С. 9–15; №10. – С. 15–20.

63. Цельносварные пролетные строения железнодорожных мостов / Труды НИИ мостов при ЛИИЖТ. – М. : Трансжелдориздат, 1955 г. – 276 с.

64. ЦП-0176. Рекомендації з огляду, підсилення, ремонту та збільшення експлуатаційного ресурсу суцільностінчастих зварних прогонових будов // В. І. Кир'ян, В. О. Ковтуненко, В. Д. Позняков, В. В. Книш. – К. : Укрзалізниця. Головне управління колійного господарства, 2007. – 48 с.

65. AASHTO LRFD. Bridge Design Specifications – Forth Edition. – W. : American Association of State Highway and Transportation Officials, 2005.

66. Agerskov H. Fatigue in Steel Highway Bridges under Random Loading /
H. Agerskov, J.A. Nielsen // Journal of Structural Engineering. – ASCE, 1999. – № 125(2). – P. 152-162.

67. Akhlaghi F.Z. Fatigue life assessment of welded bridge details using structural hot spot stress method: Master's Thesis / Farshid Zamiri Akhlaghi. – S., 2009.
– 122 p.

68. Alampall S. Estimating Fatigue Life of Bridge Components Using Measured Strains / S. Alampall, F. Asce, L. Ryan // Journal of Bridge Engineering. – ASCE, 2006, – P. 725.

69. Al-Emrani1 M. Fatigue prone details in steel bridges / M. Al-Emrani1, R. Kliger1 // NSCC. – Sweden, 2009. – P. 112-119.

70. Andersson A. Extending the fatigue service life of a railway bridge by local approaches / A. Andersson, J. Leander, R. Karoumi // IABSE Spring Conference. – S. : Chcolarone, 2013. – P. 3-10.

71. Assessment of Existing Steel Structures: Recommendations for Estimation of Remaining Fatigue Life. – L. : European Communities, 2008. – 92 p.

72. Aygul M. A comparative study of different fatigue failure assessments of welded bridge details / M. Aygul, M. Bokesjo, M. Heshmati, M. Al-Emrani // International Journal of Fatigue. – UK, 2013. – N 49. – P. 62–72.

73. Aygul M. Modelling and fatigue life assessment of orthotropic bridge deck details using FEM / M. Aygul, , M. Al-Emrani, S. Urushadze // International Journal of Fatigue. – UK, 2012. – N 40. – P. 129-142.

74. Bäckström M. Multiaxial fatigue life assessment of welds based on nominal and hot spot stresses : Phd thesis / Bäckström Mika. – J., 2003. – 97 p.

75. Finite element analysis of fatigue prone details of the Tuttle Creek Bridge :
Report / Kansas Department of Transportation : A. Bhargava, W.M. Kim Roddis. – K.,
2007. – №108. – № KS-07-5.

76. Chan T.H.T. Hot spot stress approach for Tsing Ma Bridge fatigue evaluation under traffic using finite element method / T.H.T. Chan, Z.X. Li, L.Guo // Structural Engineering and Mechanics. – Korea, 2005. – N 19. – P. 261-279.

77. Chattopadhyay A. Stress analysis and fatigue of welded structures / A. Chattopadhyay, G. Glinka, M. El-Zein, J. Qian, R. Formas // Welding in the World. – $2011. - N_{2}7. - P. 2-21.$

78. Choi S.M. Fatigue strength improvement of U-type trough rib at field welded joint in steel bridge deck / S.M. Choi, K. Tateishi, I.T. Kim, W.C. Seo, D.U. Lee // Steel Structures. – Japan, 2008. – N_{28} . – P. 215-223.

79. Code of practice for the structural use of steel. Buildings Department 12/F-18/F Pioneer Centre. – Hong Kong, 2011. – 357 p.

80. Connor J. Inspection and management of bridges with fracture - critical details. / J. Connor, R. Dexter, H. Mahmoud. – W. : Transportation Research Board, 2005. – 76 p.

81. Chang-Kook O. Analytical and experimental studies on optimal details of orthotropic steel decks for long span bridges / O. Chang-Kook, K. Hong, D. Bae, He. Do, T. Han // International Journal of Steel Structures. – Korea, 2011. – №2 – P.227-234.

Boerk O. Comparison of different calculation methods for structural stress at welded joints / O. Doerk, W. Fricke, C. Weissenborn // International Journal of Fatigue. – UK, 2003. – №25. – P. 359-369.

83. Eriksson A. Weld evaluation using FEM - A guide to fatigue-loaded structures / A. Eriksson. – S. : Industrilitteratur AB, 2003. – 288 p.

84. ENV 1991-3:1995. Eurocode 1 : Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges. – B. : European Committee for Standartization, 2003. – 164 p.

85. ENV 1993-1-9 : 2003 Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1.9 : Fatigue. – B. : European Committee for Standartization, 2003. – 30 p.

86. Fatigue assessment of ship structures. Classification Notes No. 30.7. – N. :
Det Norsce Veritas, 2010. – 108 p.

87. Fatigue design of offshore steel structures. Recommended practice DNV-RP-C203. – N. : Det Norsce Veritas, 2010. – 142 p.

88. Fayard J. Fatigue design criterion for welded structures / J. Fayard, A.
Bignonnet, K. Dang Van // Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures. –
1996. – №19. – P. 723-729.

89. Fisher J. Fatigue Design: Its past, what it is today and its future / J. Fisher // MCEER. – NY, 2010.

90. Fricke W. Local stress analysis and fatigue assessment of bracket toes based on measured weld profile / W. Fricke, A. Kahl, L. Germanischer. IIW-Doc. XIII-2166-07/XV-1253-07.

91. Fricke W. Comparison of different structural stress approaches for fatigue assessment of welded ship structures / W. Fricke, A. Kahl // Marine Structures. – Southampton 2005. №18. – P. 473-488.

92. Fricke W. Assessment of weld root fatigue of fillet-welded structures based on local stress / W. Fricke // Steel Structures. – 2006. – N_{2} 6. – P. 299-306.

93. Fricke W. Guideline for the Fatigue Assessment by Notch Stress Analysis for Welded Structures / W. Fricke. – IIW-Doc., 2006. – 38 p.

94. Fricke W. Recommended hot spot analysis procedure for structural details of FPSOs and ships based on Round-Robin FE analyses / W. Fricke // Proceedings of the Eleventh International Offshore and Polar Engineering Conference. – Norway, 2001. P. 17-22.

95. Fricke W. Round-Robin Study on stress analysis for the effective notch stress approach. Doc. XIII-2129-06 / XV-1223-06.

96. Gang L. Comparison of shell and solid elements for hot spot stress analysis of complex welded Joints / L. Gang, H. Yi, G. Ming, L. Yong // International Society of Offshore and Polar Engineers. – USA, 2011. P. 68-74.

97. Goes K.C. Practical methodology to evaluate the fatigue life of seam welded joints / K.C. Goes, G.F. Batalha, M.V. Pereira, A.F. Camarao // Journal of Achievements in Materials and Manufacturing Engineering. – Poland, 2011. – P. 35-41.

98. Goicolea J.M., Dominguez J., Navarro J.A., Gabaldon F. New dynamic analysis methods for railway bridges in codes IAPF and Eurocode 1 / J.M. Goicolea, J. Dominguez, J.A. Navarro, F. Gabaldon // Design, Construction and Maintenance. Spanish group of IABSE. – Madrid, 2002. – 43 p.

99. Guidelines for fatigue strength assessment of offshore engineering structures. – B. : China Classification society, 2013.

100. Günther H.-P. Rehabilitation of Welded Joints by Ultrasonic Impact Treatment (UIT) / H.-P. Günther, U. Kuhlmann, A. Dürr //. IABSE Symposium. – Lisbon, 2005. – P. 1-7.

101. Halászi C.. Fatigue analysis of welding seams in automotive structures. / C.
Halászi, G. Christian, H. Dannbauer // The Arabian Journal for Science and Engineering. – Dhahran, 2006. – № 2C. – P. 63-76.

102. Hobbacher A. Recommendations for Fatigue Design of Welded Joints and Components / Hobbacher A. – NY. : International Institute of Welding, 2008. – 149 p.

103. Horikawa N. Rehabilitation of a fatigue damaged railway truss bridge / N. Horikawa, H. Namiki, S. Tokunaga and other // Proceedings of the second international conference on bridge maintenance, safety and management. – Japan, 2004. – P. 565-567.

104. Imam B.M. Fatigue assessment of a railway bridge detail using dynamic analysis and probabilistic fracture mechanics / B.M. Imam, G . Kaliyaperumal // The 6th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. – Lake Como, 2012.

105. Jong F.B.P. Overview fatigue phenomenon in orthotropic bridge decks in the Netherlands / F.B.P. Jong // 2004 Orthotropic Bridge Conference. – California, 2004. – P. 489-512.

106. Lee J. Comparison of hot spot stress evaluation methods for welded structures / Lee J., T.S. Jang , H.S. Baek and other // International Journal of Naval Architecture and Ocean Engineering. – Korea, 2010. – $N_{0}4$. – P. 200-210.

107. Leendertz J. Fatigue aspects of orthotropic steel decks / J. Leendertz, F.B.P.Jong // Conference proceeding lightweight bridge decks. – Rotterdam, 2003. – 14 p.

108. Leitão F. Fatigue analysis of composite highway bridges / F. Leitão, J.
Guilherme, P. Vellasco. // 7th EUROMECH Solid Mechanics Conference. – Lisbon,
2009. – 10 p.

109. Limkatanyu S. Effect of material uncertainties on dynamic response of segmental box girder bridge / S. Limkatanyu, K. Kuntiyawichai // Songklanakarin J. Sci. Technol. – 2007. – №29. – P. 1537-1550.

110. Lotsberg I. Fatigue capacity of side longitudinal in floating structures / I.
Lotsberg, E. Landet // Marine Structures. – Southampton, 2005. – №18. – P. 25-42.

111. Lotsberg I. Hot Spot Stress S-N Curve for Fatigue Analysis of Plated Structures / I. Lotsberg, G. Sigurdsson // Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering. – US, 2006. – P. 330-336.

112. Lugger P.G. Closed rib steel orthotropic bridge decks : a laboratory study / Theses of dissertation / Peter G. Lugger. – L., 1995. – 370 p.

113. Maddah N. Fatigue Life Assessment of Roadway Bridges based on actual traffic loads / N. Maddah // Pour L'obtention du Grade de Docteur es Sciences Suisse. – Zurich, 2013.

114. Maddox S.J. Recommended hot-spot stress design S-N curves for fatigue assessment of FPSOs / S.J. Maddox // International Society of Offshore and Polar Engineers. – Cupertino, 2001. – 97 p.

115. Malikoutsakis M. An approach to the effective notch stress concept to complex geometry welds focusing on the FE modeling of weld ends / M. Malikoutsakis, 1.G. Savaidis // 3rd ANSA & μ ETA International Conference. – Halkidiki, 2009. – 6 p.

116. Manual for design, construction, and maintenance of orthotropic steel deck bridges / R. Connor, J. Fisher, G. Walter and other. – W. : HDR Engineering Inc., 2012. – 272 p.

117. Masuda. Y. TIG arc remelting as a repair method for steel railway bridges.
/ Y. Masuda, K. Sakamoto // IABSE structures. Constructions AIPC. – Tokyo, 1988. –
12 p.

118. Mertz D. Steel Bridge Design Handbook: Design for Fatigue. / D. Mertz. –S. : National Technical Information Service, 2012. – 31 p.

119. Miki C. Fatigue and Repair Cases in Steel Bridges. / C. Miki, Y. Ito, E.
Sasaki // 2nd International Connference on bridge maintenance, safety and management.
– Kyoto, 2004.

120. Miki C. Fatigue damage in orthotropic steel decks and retrofit works / C.
Miki // Steel Structures.– Korea, 2006. №6. – P. 255-267.

121. Miki C. Retrofitting Engineering for Fatigue Damaged Steel Structures / C. Miki // The International Institute of Welding, 2010. Doc.IIW-XIII-2284r1-09, 67 p.

122. Mori T. Fatigue strength evaluation method for welded joints between main girder web and lateral girder flange considering influence of bi-axial force / T. Mori, S. Hirayama, T. Kagawa // Journal of Japan Society of Civil Engineers. – Tokyo, 2011. – $N_{2.}$. – P. 410-420.

123. Moriyama A. Full-scale fatigue test of orthotropic steel deck under running wheel loading / A. Moriyama, X. Cheng, J. Murakoshi // Orthotropic Bridge Conference. – Sacramento, 2004 – 689 p.

124. Niemi E. Fatigue analysis of welded components / E. Niemi, W. Fricke, S.J. Maddox // The International Institute of Welding, 1995. Doc. IIW-1430-00, 49 p.

125. Norton P. Hale Boggs Cable Stayed Bridge – Inspection, fatigue analysis & repair / P. Norton, J. Huang // 2011 IBTTA Maintenance Conference. – Nashville, 2011. – 56 p.

126. Osawa N. Study on shell–solid coupling FE analysis for fatigue assessment of ship structure / N. Osawa, K. Hashimoto, J. Sawamura and other //. Marine Structures. – Southampton, 2007. – №20. – P. 143-163.

127. Pang N.L. Design of welded thick-walled dragline joints using 2D Effective notch stress method / N.L. Pang, X.L. Zhao, F.R. Mashiri and other // Steel Structures. – Korea, 2006. – P. 279-288.

128. Pedersen M.M. Experience with the notch stress approach for fatigue assessment of welded joints / M.M. Pedersen, O. Mouritsen, M.R. Hansen, J.G. Andersen // Proceedings of the Swedish Conference on Light Weight Optimized Welded Structures. – Borlänge, 2010. – 11 p.

129. Pengphon S. Cause Identification of Fatigue Cracks in Plate Girder-on Steel Frame Pier Bridge / S. Pengphon, M. Chitoshi, O. Shuichi and other // Journal of Structural Mechanics and Earthquake Engineering. – 2004. – № 759/I-67, P. 43-56.

130. Pirsic T. Thermographic Analysis of stress distribution in welded joints / T.
 Pirsic, L. Krstulovic-Opara, Z. Domazet // 14th International conference on experimental mechanics. – Poitiers, 2010. – 6 p.

131. Post-retrofit analysis of the tuttle Creek Bridge. University of Kansas. – Kansas: Lawrence K-TRAN, 2008. – KU-06-22008-3, 104p.

132. Qian Z.H. Ottimizzazione e miglioramento del comportamento a fatica di ponti a piastra ortotropa / Dottorato di ricerca / Zhonghui Qian. – R., 2010. – 252 p.

133. Qian Z.H. Fatigue failure of welded connections at orthotropic bridges /
Z.H. Qian, D. Abruzzese // Frattura ed Integrità Strutturale. – Rome, 2009. – №9. – Р.
105-112.

134. Radaj D. Recent developments in local concepts of fatigue assessment of welded joints / D. Radaj, C.M. Sonsino, W. Fricke // International Journal of Fatigue. –
Braunschweig, 2008. – №9. – P. 2-11.

135. Radaj, D. Fatigue assessment of welded joints by local approaches / D.Radaj, C.M. Sonsino, W. Fricke. – C. : Woodhead Publishing, 2006. – 635 p.

136. Radić I. Design and FEM modelling of steel truss girder joints / I. Radić,
D. Markulak, M. Mikolin // Strojarstvo. – Osijek, 2010. – № 52 (2). – P. 125-135.

137. Reinertsen. Stoppborrning, lagerjustering samtbesiktning av järnvägsbroaröver Söderström och Söder Mälarstrand. – Sweden, 2004. – 74 p.

138. Rombach G.A. Finite element design of concrete structure. Practical problems and their solutions / Rombach G.A. – L. : Thomas Telford Ltd, 2004. – 300 p.

139. Sakamoto. Vibration fatigue of steel bridges of the Bullet Train System / Sakamoto, K. Ichikawa, A. Miki // IABSE, Workshop. – Lausanne, 1990.

140. Schijve, J. Fatigue of structures and materials – Edition 2 / J. Schijve. – N. : Springer, 2009. – 623 p.

141. Sharon L. Methodology for the quantitative evaluation of the remaining Fatigue Life of fracture critical bridges / Report / Center for Transportation Research The University of Texas at Austin : Sharon L., Dean K. – V., 2007. – FHWA/TX-07/0-4096-2. – 150 p.

142. Sim H.B. Effects of fabrication procedures and weld melt-through on fatigue resistance of orthotropic steel deck welds / Department of Structural Engineering University of California : Sim H.B., Uang C.M. – C., 2008. – 189 p.

143. Sim H.B. Effective notch stress method for fatigue evaluation of welded joints in a steel bridge deck / H.B. Sim // IJR International Journal of Railway. -2012. - N $_{2}$. - P. 89-92.

144. Sonsino C.M. A consideration of allowable equivalent stresses for fatigue design of welded joints according to the notch stress concept with the reference radii rref = 1.00 / C.M. Sonsino // Welding in the World. – $2009 - N_{2}3/4 - P. 64-75$.

145. Sugioka K. Life cycle evaluation of fatigue mitigation for orthotropic steel bridge decks / PhD thesis / Kiochi Sugioka. – NZ., 2009. – 456 p.

146. Sweeney R.A.P. Some examples of detection and repair of fatigue damage in railway bridge members / R.A.P. Sweeney // Transportation Research Record №676.
– Washington, DC., 1978. – P. 8-14.

147. Tveiten B.W. Fatigue Assessment of Aluminum Ship Details by Hot-Spot Stress Approach / B.W. Tveiten, X. Wang, S. Berge // Int. offshore and polar engineering conference. – Osaka, 2009. – 392 p.

148. Urushadze S. Investigations of orthotropic decks / S. Urushadze, L. Frýba,
M. Pirner // 18th International Conference Engineering Mechanics. – Svratka, 2012. – P. 1449–1455.

149. Veit-Egerer R. Monitoring based weak point determination / R. Veit-Egerer, H. Wenzel // Draft Journ. Struct.& Infrastr. Engin. – 2008. – 10 p.

150. Wai-Fah C. Bridge engineering handbook / C. Wai-Fah, D. Lian. – L. : CRC Press LLC. – 1022 p.

151. Wang B. Fatigue test and simulation research of rib-to-diaphragm welded connection / B. Wang, P. Lu, S. Yuhong // Journal of Convergence Information Technology(JCIT). – UK, 2013. – $N_{2}9.$ – P. 770-777.

152. W. Qu. Detection of fatigue crack initiation at welded joints of railway steel truss bridges under the dynamic action of moving trains / W. Qu, Z. He, J. Liu, Y.L. Pi // 10th Int. Conf. on computational struct. technology. – NY, 2010. – 459 p.

153. Wipf T.J. Preventing cracking at diaphragm/plate girder connections in steel bridges / T.J. Wipf, L.F. Greimann, A.H. Khalil. – L. : Lowa department of transportation. – 69 p.

154. Wouter C. Renovation techniques for rib to deckplate fatigue cracking in orthotropic bridge decks / C. Wouter // Scientific Research and Essays. – Ebene, 2011. – N_{26} . – P. 1977-1986.

155. Wright W.J. Hoan Bridge forensic investigation – Documentation of Condition Prior to Demolition / W.J. Wright, T. Strock, J. Hartmann. – W.: Wisconsin department of transportation and the federal highway administration, 2001. – 103 p.

156. Xiao Z.G. Fatigue strength of tensile plates with combined attachments /
Z.G. Xiao, K. Yamada // Journal of Structural Engineering. – Japan, 2003. – №49А. –
P. 717-724.

157. Yamada K. Some new approaches to fatigue evaluation of steel bridges / K.
Yamada // Steel Structures. – Japan, 2006. – №6. – P. 319-326.

158. Yang Y.B. Vehicle-bridge interaction dynamics: With applications to highspeed railways / Y.B. Yang, J.D. Yau, Y.S. Wu. – S: WSP, 2004. – 530 p.

159. Youngberg C.J. Fatigue evaluation of steel box-girder piercaps. / C.J. Youngberg, R.J. Dexter, P.M. Bergson. – V. : University of Minnesota, 2004. – 67 p.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ СОПРОТИВЛЕНИЯ УСТАЛОСТИ СВАРНЫХ ОБРАЗЦОВ

$\overline{0}$
Ю
Įd
сî
È,
ς.
ö
М
Ð
В
2
Η
Ie
e
ГE
2
PI)
B
bd
B
13
By
Ę
И
Х
Ы
OB
ğ
aB
Ĥ
й
КC
d
B
ИС
Ħ
й
Ie
Ħ
õ
qo
Ē
X
Ň
Ę
S
Ы
Ħ
a 3
'g'
õ
e
Ы
HC.
al
8
-
${\sf A}$
Įa
Ш
E
a6
E

ьных напряжений 17t	Ограниченный размах напряжений Дор.0,17t при 2.106 циклов, МПа	112	112	100	100	100
по методу локал о	Действующий размах переменных напряжений Д $\sigma_{0,17t}$, МПа	164 190 218	185 215 246	161 206 239	161 187 215	174 202 232
страполяции в ю точку»	Ограниченный размах напряжений До _{D,hs} при 2.10 ⁶ циклов, МПа	100	100	06	90	06
По методу эк «горячу	Действующий размах переменных напряжений До _{hs} , МПа	144 168 192	160 186 214	136 173 201	142 165 190	151 175 201
Іряжений σ _{еβ} в концентраторе»	Ограниченный размах напряжений Д (три 2·10 ⁶ циклов, МПа	225	225	225	225	225
По методу наг «эффективном 1	Действующий размах переменных напряжений Доеff, МПа	325 378 434	378 439 504	336 430 500	357 418 480	358 416 477
	Действующий размах номинальных напряжений, МПа	105 122 140	105 122 140	82 105 122	105 122 140	105 122 140
	Образец	TN50	TN100	TN200	HN200	HS200



Рисунок А.1 – Определение локальных напряжений Δσ_{hs} и Δσ_{0,17t} в сварных образцах (рис. 3.12 и рис. 3.13) при действии номинальных напряжений σ_{ном} = 1,0 МПа: TN50 (а), TN100 (б), TN200 (в), HN200 (г), HS200 (д)

— Распределение напряжений, 🗣 напряжения σ_{hs} , 🔍 напряжения $\sigma_{0.17t}$

Таблица А.2 – Сварной образец пересечения ребер жесткости ортотропной плиты (рис. 3.22)

іьных напряжений 0,17t	Ограниченный размах напряжений Д 0 _{D,0,17t} при 2·10 ⁶ циклов, МПа	88
по методу локал о	Действующий размах переменных напряжений До _{0,17t} , МПа	192 – 219
траполяции в о точку»	Ограниченный размах напряжений $\varDelta \sigma_{D,hs}$ при 2·10 ⁶ циклов, МПа	100
По методу экс «горячун	Действующий размах переменных напряжений ${\cal J}\sigma_{hs}$, МПа	190 – 216
Тайстрииона	дологодолодол переменна нагрузка на образец ∆P , кН	350 - 400



расстояние от линии сплавления шва, мм



— Распределение напряжений, 🔵 напряжения Оть, 🕒 напряжения О0.171

Рисунок А.2 – Определение напряжений $\varDelta \sigma_{hs}$ и $\varDelta \sigma_{0,17t}$ в сварном образце (рис. 3.22) при действии нагрузки

	ьных напряжений 1,17t	Ограниченный размах напряжений Доб. циклов, МПа МПа	100	100	100	100	100	100
	по методу локал о	Действующий размах переменных напряжений До0,17t, МПа	240	214	406	335	215	175
	страполяции в ю точку»	Ограниченный размах напряжений Д о D _{, hs} при 2-10 ⁶ циклов, МПа	90	06	06	90	60	06
•	По методу эк «горячу	Действующий размах переменных напряжений Д σ_{hs} , МПа	218	195	370	306	196	158
	тряжений σ _{е∬} в концентраторе»	Ограниченный размах напряжений Дор.еff при 2·10 ⁶ циклов, МПа	225	225	225	225	225	225
•	По методу наі «эффективном	Действующий размах переменных напряжений До _{еff} , МПа	544	487	226	762	490	265
		Действующая переменна нагрузка на образец ΔP , кН	194,6	174,2	329,8	272,7	175,1	142,2
		№ Образца	1	2	3	4	5	9







3.29)
(рис.
нагружения
ях двухосного
ер в услови
одольных реб
с приваркой пр
образцы (
Сварные
Таблица А.4 –

ьных напряжений 0,17t	Ограниченный размах напряжений До _{р,0,17t} при 2·10 ⁶ циклов, МПа	100	100	100	100
по методу локал о	Действующий размах переменных напряжений До0,171, МПа	152	155	159	163
оляции в «горячую Ку»	Ограниченный размах напряжений Дор _{ль} при 2.10 ⁶ циклов, МПа	90	90	90	90
По методу экстран точ	Действующий размах переменных напряжений $\varDelta\sigma_{hs}$, МПа	140	144	147	151
ряжений σ_{eff} в сонцентраторе»	Ограниченный размах напряжений До _{D,eff} при 2·10 ⁶ циклов, МПа	225	225	225	225
По методу нап «эффективном в	Действующий размах переменных напряжений $\varDelta\sigma_{eff},$	302	326	334	342
	$\Delta P_2 / \Delta P_1$	0	0,5	1,0	1,5

— Распределение напряжений, • напряжения оня, • напряжения о0.171

 $\Delta P_2 / \Delta P_1 = 1,5$ (r)

напряжений в пластине $\sigma_{HOM} = 1,0$ МПа и соотношений нагрузок: $\Delta P_2 / \Delta P_1 = 0$ (a); $\Delta P_2 / \Delta P_1 = 0,5$ (б); $\Delta P_2 / \Delta P_1 = 1,0$ (в); Рисунок А.4 – Определение напряжений До_{йs} и До_{0,17} в сварном образце (рис. 3.29) при действии номинальных



Таблица А.5 – Сварной образец панелей ортотропной плиты (рис. 3.35)

ных напряжений о _{0,17t}	Ограниченный размах напряжений $\varDelta\sigma_{D,0,17t}$ при 2·10 ⁶ циклов, МПа	97	100
по методу локалы	Действующий размах переменных напряжений $\varDelta\sigma_{0,17t},$ МПа	368	372
юляции в «горячую ику»	Ограниченный размах напряжений Д 0 _{D/is} при 2·10 ⁶ циклов, МПа	100	06
По методу экстраг точ	Действующий размах переменных напряжений $\varDelta\sigma_{hs}$, МПа	365	358
ряжений σ_{eff} в сонцентраторе»	Ограниченный размах напряжений До _{D,eff} при 2·10 ⁶ циклов, МПа	225	225
По методу нап «эффективном в	Действующий размах переменных напряжений $\varDelta\sigma_{eff},$	840	875
	Точка	А	Б





Распределение напряжений, 😐 напряжения от, 🕒 напряжения облат

ПРИЛОЖЕНИЕ Б

АВТОРСКИЕ СВИДЕТЕЛЬСТВА

ДЕРЖАВНА СЛУЖБА ІНТЕЛЕКТ ДЕРЖАВНЕ ПІ "УКРАЇНСЬКИЙ ІНСТИТУТ ІН" (УКРП/	УАЛЬНОЇ ВЛАСНОСТІ УКРАЇНИ ДПРИЄМСТВО ГЕЛЕКТУАЛЬНОЇ ВЛАСНОСТІ" АТЕНТ)
вул. Глазунова, 1, м. Київ-42, 01601, Україна E-mail: office(Тел.: (044) 494-05-05 Факс: (044) 494-05-0 @ukrpatent.org
12.08.2015 № <u>14101/3¥/15</u>	
Висновок, затверджений Державною службою інтелектуальної власності України, набув статусу рішення про видачу деклараційного патенту на корисну модель	Адреса для листування НТУ, вул. Суворова, 1, м. Київ-10, 01010
Стосується заявки № и 2014 13644 / при листуванні просимо посилатися на цей № /	«ЗАТВЕРДЖУЮ» Пачальных упраклиная пранового забе шечения промысловой класності державної служби штелектуальної власності Україн
	12 CEP 2015
Висновок про видачу деклараційного пат формальної	генту на корисну модель за результатами експертизи
Висновок про видачу деклараційного пат формальної (21) Ресстраційний номер заявки и 2014 13644	генту на корисну модель за результатами експертизи
Висновок про видачу деклараційного пат формальної (21) Ресстраційний номер заявки и 2014 13644 (22) Дата подання 19.12.2014	генту на корисну модель за результатами експертизи
Висновок про видачу деклараційного пат формальної (21) Ресстраційний номер заявки и 2014 13644 (22) Дата подання 19.12.2014 (71) Заявник(и) НАЦІОНАЛЬНИЙ ТРАНСПОРТНИЙ У	тенту на корисну модель за результатами експертизи НІВЕРСИТЕТ
Висновок про видачу деклараційного пат формальної (21) Ресстраційний номер заявки и 2014 13644 (22) Дата подання 19.12.2014 (71) Заявник(и) НАЦІОНАЛЬНИЙ ТРАНСПОРТНИЙ У (72) Повне ім'я винахідника(ів) Мальгін Михайло Геннадійович, Медвед	генту на корисну модель за результатами експертизи НІВЕРСИТЕТ єв Костянтин Володимирович
Висновок про видачу деклараційного пат формальної (21) Ресстраційний номер заявки и 2014 13644 (22) Дата подання 19.12.2014 (71) Заявник(и) НАЦІОНАЛЬНИЙ ТРАНСПОРТНИЙ У (72) Повне ім'я винахідника(ів) Мальгін Михайло Геннадійович, Медвед (73) Власник(и) патенту НАЦІОНАЛЬНИЙ ТРАНСПОРТНИЙ У вул. Суворова, 1, м. Київ-10, 01010, UA	тенту на корисну модель за результатами експертизи НІВЕРСИТЕТ св Костянтин Володимирович НІВЕРСИТЕТ,
Висновок про видачу деклараційного пат формальної (21) Ресстраційний номер заявки и 2014 13644 (22) Дата подання 19.12.2014 (71) Заявник(и) НАЦІОНАЛЬНИЙ ТРАНСПОРТНИЙ У (72) Повне ім'я винахідника(ів) Мальгін Михайло Геннадійович, Медвед (73) Власник(и) патенту НАЦІОНАЛЬНИЙ ТРАНСПОРТНИЙ У вул. Суворова, 1, м. Київ-10, 01010, UA (74) Представник у справах інтелектуальної влас Краснокутська Зоя Ігорівна	тенту на корисну модель за результатами експертизи НІВЕРСИТЕТ єв Костянтин Володимирович НІВЕРСИТЕТ, сності
Висновок про видачу деклараційного пат формальної (21) Ресстраційний номер заявки и 2014 13644 (22) Дата подання 19.12.2014 (71) Заявник(и) НАЦІОНАЛЬНИЙ ТРАНСПОРТНИЙ У (72) Повне ім'я винахідника(ів) Мальгін Михайло Геннадійович, Медвед (73) Власник(и) патенту НАЦІОНАЛЬНИЙ ТРАНСПОРТНИЙ У вул. Суворова, 1, м. Київ-10, 01010, UA (74) Представник у справах інтелектуальної влас Краснокутська Зоя Ігорівна (51) МПК (2015.01) Е01D 11/00 Е01D 6/00 G01D 9/00	тенту на корисну модель за результатами експертизи НІВЕРСИТЕТ св Костянтин Володимирович НІВЕРСИТЕТ, сності



ДЕРЖАВНА СЛУХ	ква Власності України
	інтелектуальної
CR	TRATTRO
про ресстра	ацію авторського права на твір
	№ 60564
Літературний нисьмовий	твір наукового характеру "Analysis of the foothridge o
the boryspin airport traffic	(вид, незыз службового твору)
Автор(и) Медведєв Геппадійович Авторські майнові права нале	Костянтин Володимирович, Мальгін Махайл (повне ім'я, поевдонім (за наявностії)) ежать Національний транспортний університет, вул
Суворова, 1, м. Київ, 0101 (повне ім'я фізичної та	0 а/або повне офіційне найменування «ридичної особи, адреса)
Лат	09.07.2015
	a precipata
Contraction of the second	Голова Державної служби
1 # 5 / 15 0 A 1 3 B	інтелектуальної

VIRIPA TIALA ДЕРЖАВНА СЛУЖБА ВЛАСНОСТІ УКРАІНИ ІНТЕЛЕКТУАЛЬНОІ Т AB про ресстрацию авторського-права-на твір № 60566 Літературний письмовий твір наукового характеру "Расчет локальных крупногабаритных напряжений в зонах сварных соединений пространственных конструкций" (вид, назва службового твору) Автор(и) Квр'ян Валерій Іванович, Мальгін Михайло Гениздійович (повне ім'я. псевдонім (за наявності)) Авторські майнові права належать Паціональний транспортний університет, вул. Суворова, 1, м. Київ. 01010 (полне ім'я фізичної та/або новне офіційне найменування юридичної особи, адреса) 09.07.2015 Дата ресстрації Голова Державної служби інтелектуальної власності України А.Г.Жарінова W.ITY



Слержавна слу	REA BJACHOCTI YKPAÏHE
nie Sanne Sanne Sa	НТЕЛЕКТУАЛЬНОГ
С.Е.	ЦИОЦИВО ацію авторського права на твір
	№ 60565
Літературний письмовий конструкций на усталост	твір наукового характеру "Модель расчета мостовы ъ по локальным напряжениям"
Автор(и) Мальгін Володимирович	Михайло Геннядійович, Медведсв Костянти (повне ім'я, поевдонім (за наявності))
Суворова, 1, м. Київ, 0101	lo
	09.07.2015
Дат	а ресстрації
A STATE OF	Голова Державної служби інтелектуальної власності. України
ПАТ "КИЇВСОЮЗШЛЯХПРОЕКТ" 🗾 🖬 ПАО "КИЕВСОЮЗДОРПРОЕКТ"

114 Mu F-1,04 2015h sia



AKT

про впровадження наукових розробок аспіранта Національного транспортного університету Мальгіна Михайла Геннадійовича

Комісіся у складі:

Голова комісії – головний інженер Фаль Андрій Євгенійович Члени комісії – начальник технічного відділу Рожко Сергій Вікторович. – головний інженер проектів Ятченко Володимир Васильович

Комісія підтверджує, що запропонований автором в дисертаційній роботі підхід до розрахунку витривалості зварних вузлів мостів за локальними напруженнями Мальгіна М.Г. був використаний при проектуванні Подільського мостового переходу через р.Дніпро в Києві.

Використання отриманих результатів дало можливість підвищити надійність конструкцій металевих прогонових будов. А також дало змогу встановити закономірності розподілу локальних напружень в різних типах зварних з'єднань, залежно від формоутворень зварних швів.

Цей акт складено для пред'явлення у спеціалізовану вчену раду по захисту дисертаційних робіт.

Голова комісії Члени комісії

А.Є. Фаль С.В. Рожко В.В. Ятченко

Україна. 04053. м. Кнїв. вул. Кудрявська 3/5. E-mail: doroga@kyivsdp.com.ua. http://www.kyivsdp.com.ua. тел./факс(044)272-08-29, Код ЄДРПОУ 01388437.ППН 013884326595,Свідоцтво платника ПДВ 200072005, Р/р 26007003308901,Банк «Фінанси та Кредит». МФО 300131



Україна, Київ 02093, Вул. Бориспільська 26В, офіс 102a <u>http://www.stpr.ru_kievstpr@stpr.ru</u>,

м Київ

15 березня 2015

ДОВІДКА про впровадження наукових розробок здобувача Національного транспортного університету Мальгіна Михайла Геннадійовича

Дисертаційна робота Мальгіна М.Г. полягає у створенні підходів та алгоритмів, що дозволяють збільшити достовірність оцінки витривалості сталевих мостів.

Методи досліджень в роботі відповідають сучасним тенденціям теоретичних досліджень ресурсу конструкцій.

Результати досліджень здобувача дозволяють визначати потенційно небезпечні місця в зварних з'єднаннях мостових конструкцій, в яких є ймовірність виникнення втомних пошкоджень, та проводити розрахунок їх витривалості на основі локального напружено-деформованого стану елементів. Такий підхід дає можливість проводити багатоваріантне опрацювання різних схемно-конструктивних рішень зварних вузлів на стадії проектування мостів.

Матеріали досліджень здобувача були впровадженні в ТОВ «Київбудпроект» при проектуванні сталевих конструкцій сталезалізобетонних естакад Подільського мостового переходу через Дніпро в Києві та мосту через Старий Дніпро в Запоріжжі.

Довідку складено для подання в спеціалізовану вчену раду по захисту дисертації.

Кандидат технічних наук Головний інженер ТОВ «Київбудпроект»



М.М. Корнієв