

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ
УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ «ПЕТЕРБУРГСКИЙ
ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ПУТЕЙ СООБЩЕНИЯ ИМПЕРАТОРА
АЛЕКСАНДРА I»

На правах рукописи

ФЁДОРОВ АЛЕКСАНДР МИХАЙЛОВИЧ

**УСИЛЕНИЕ НАХОДЯЩИХСЯ ПОД НАГРУЗКОЙ СТАЛЬНЫХ
ОДНОПРОЛЁТНЫХ БАЛОК С ПРИМЕНЕНИЕМ КОМПОЗИТНЫХ
МАТЕРИАЛОВ**

Специальность 2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения

Диссертация на соискание учёной степени кандидата технических наук

Научный руководитель:
доктор технических наук,
профессор **В.В. Егоров**

доктор технических наук,
профессор **М.С. Абу-Хасан**

Санкт-Петербург – 2023

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	4
ГЛАВА 1. ОЦЕНКА ВОЗМОЖНОСТЕЙ ПРИМЕНЕНИЯ КОМПОЗИТНЫХ МАТЕРИАЛОВ ДЛЯ УСИЛЕНИЯ СТАЛЬНЫХ БАЛОК	12
1.1. Краткая характеристика комбинированных конструкций.....	12
1.2. Обзор композиционных материалов, их классификация и свойства	16
1.3. Методика расчёта строительных конструкций, выполненных полностью из полимерных композитов	23
1.4. Краткий обзор строительных конструкций, выполненных полностью из полимерных композитов	31
1.5. Применение полимерных композитов для выполнения усиления строительных конструкций	34
1.6. Основные принципы проектирования комбинированных конструкций, выполненных из стали и композитных материалов	40
1.7. Выводы по главе 1, цели и задачи исследования	44
ГЛАВА 2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЁННО- ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ СТАЛЬНЫХ БАЛОК С ВНЕШНИМ УСИЛЕНИЕМ КОМПОЗИТНЫМИ ЭЛЕМЕНТАМИ.....	46
2.1. Постановка задачи экспериментального исследования.....	46
2.2. Планирование и подготовка экспериментального исследования	48
2.3. Результаты испытания стальной балки, выполненной без усиления	59
2.4. Результаты испытания стальной балки, усиленной вертикальными рёбрами из композитных уголков.....	68
2.5. Результаты испытания стальной балки, усиленной композитными пластинами.....	82
2.6. Выводы по результатам испытаний	93
2.7 Выводы по главе 2.....	95

ГЛАВА 3. ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ СТАЛЬНОЙ БАЛКИ С УСИЛЕННОЙ КОМПОЗИТНЫМИ ПЛАСТИНАМИ СТЕНКОЙ	96
3.1. Описание конструктивного решения стальной балки с усиленной плоскостными композитными элементами особой формы стенкой	96
3.2. Определение зон рационального усиления стальной стенки балки композитными пластинами	99
3.3. Особенности выполнения расчёта потери устойчивости балки с применением программного вычислительного комплекса Ansys	111
3.4. Влияние формы и геометрических параметров плоскостных композитных элементов на устойчивость стальной стенки балки	120
3.5. Определение предварительного значения толщины плоскостного композитного элемента, усиливающего стальную стенку балки	129
3.6 Выводы по главе 3.....	141
ГЛАВА 4. ОЦЕНКА ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОЙ ЭФФЕКТИВНОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ ПЛОСКОСТНЫХ КОМПОЗИТНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ДЛЯ УСИЛЕНИЯ СТЕНКИ СТАЛЬНОЙ БАЛКИ.....	142
4.1. Исходные данные для определения себестоимости анализируемых вариантов усиления стальной балки	142
4.2. Расчёт себестоимости изготовления анализируемых вариантов усиления стальной балки.....	143
4.3. Выводы по главе 4.....	146
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	147
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	150
ПРИЛОЖЕНИЕ 1.	168
ПРИЛОЖЕНИЕ 2	188
ПРИЛОЖЕНИЕ 3	192
ПРИЛОЖЕНИЕ 4	199
ПРИЛОЖЕНИЕ 5	206

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования.

Несущая способность строительных конструкций может измениться в процессе эксплуатации здания или сооружения, и оказаться недостаточной для обеспечения её безопасной работы. Причинами недостаточной несущей способности стальных конструкций могут быть: а) повреждения, возникшие в процессе эксплуатации; б) дефекты, возникшие на этапе изготовления, транспортировки, монтажа; в) изменение условий эксплуатации; г) ошибки, допущенные на этапе проектирования.

Для оценки технического состояния здания или сооружения, а также строительных конструкций, выполняется их обследование. В частности, при выполнении обследования стальных балок определяется характер и степень их повреждения, рассчитывается несущая способность, составляется заключение о техническом состоянии и необходимости выполнения работ по их усилению. Указанные данные передаются в строительные организации, специализирующиеся на проектировании и выполнении усиления строительных конструкций.

Усиление стальных балок и их элементов предполагает после устранения повреждений выполнение работ по монтажу дополнительных стальных элементов с применением болтовых или сварных соединений. В описанном случае с целью обеспечения безопасности на период производства работ должны быть остановлены все технологические процессы, выполняемые в помещениях. Полная остановка производственного процесса в зданиях и сооружениях с круглосуточным режимом работы, зачастую невозможна, что значительно ограничивает возможность усиления стальных балок с применением традиционных решений.

В последние десятилетия в Российской Федерации активно ведутся разработки новых типов полимерных композитных материалов. Разработаны новые виды стеклопластиков и углепластиков, совершенствуются нормативные методики расчёта строительных конструкций с применением полимерных композитных материалов, а также расширяется область их применения в строительстве. Полимерные армированные волокнами композитные материалы применяются как для

усиления железобетонных, стальных, каменных и деревянных конструкций, так и для возведения новых конструкций, полностью выполненных из них.

Данная работа посвящена исследованию несущей способности и деформативности усиленных стальных балок, в том числе под нагрузкой, элементами, выполненными из полимерных волокнисто-армированных композитных материалов, с целью продления срока их эксплуатации.

Степень разработанности темы исследования.

Элементы, выполненные из композитных материалов, преимущественно применяются для повышения несущей способности строительных конструкций, в том числе стальных конструкций. Вклад в исследование этого вопроса, внесли учёные: Мухамедиев Т.А., Кузеванов Д.В., Иванов С.И., Фаликман В.Р., Шилин А.А., Картузов Д.В., Пшеничный В.А. [111], Туснин А.Р., Данилов А.И., Демьяненко А.И., Ушков В.А., Симаков О.А., Осипов П.В. [120], Трекин Н.Н., Кодыш Э.Н. [119], Yoresta F.S. [159], Buyukozturk O. [168], Dawood M. [171], Prabhu G.G. [172], Peiris N.A. [169], Zhang Z. [176], Sayed-Ahmed E.Y. [158], Ulger T. [173], Altaee M. [167], Colombi P., Basseti A., Nussbaumer A. [152], Lu Y., Li W., Li S., Li X., Zhu T [164] и др.

Балки, выполненные из нескольких разнородных материалов, представляют собой комбинированные балки. Современным нормативным документом, в котором дано определение, а также методика расчёта комбинированных балок является СП 266.1325800.2016 «Сталежелезобетонные конструкции». В 2014 г. введён в действие СП 164.1325800.2014 «Усиление железобетонных конструкций композитными материалами», впоследствии в 2017 г. разработаны СТО 38276489.002-2017 «Усиление каменных и армокаменных конструкций композитными материалами» и СТО 38276489.003-2017 «Усиление стальных конструкций композитными материалами», в которых изложены методики расчёта строительных конструкций, выполненных с усилением композитными материалами.

В 2014 г. введён в действие ГОСТ 33119-2014 «Конструкции полимерные композитные для пешеходных мостов и путепроводов», определяющий порядок проектирования и расчёта несущих и ограждающих конструкций, выполненных

полностью из полимерных композитных материалов. В отраслевом документе ОДМ 218.2.058-2019 «Рекомендации по применению композиционных материалов в конструкциях мостовых сооружений и пешеходных мостов», разработанном Федеральным дорожным агентством (Росавтодор), уточнены и доработаны положения расчёта конструкций, выполненных полностью из полимерных волокнисто-армированных композитов.

Цель исследования – экспериментально-теоретическое обоснование целесообразности усиления стальных однопролётных балок элементами, выполненными из полимерных волокнисто-армированных композитов, с совершенствованием методики расчёта.

Задачи исследования:

1) Выполнить анализ известных технических решений комбинированных балок с оценкой возможностей применения полимерных волокнисто-армированных композитных материалов для усиления стенок стальных однопролётных балок.

2) Провести экспериментальные исследования работы стальных однопролётных балок, стенка которых усилена композитными элементами с целью повышения её устойчивости, а также оценить их влияние на величину критической нагрузки потери устойчивости.

3) На основе выполненного анализа и результатов экспериментальных исследований разработать новое конструктивное решение однопролётной стальной балки, стенка которой усилена композитными элементами с целью повышения её устойчивости.

4) Исследовать особенности напряжённо-деформированного состояния разработанного технического решения стальной балки с применением аналитического и численных методов.

5) Выполнить оценку технико-экономической эффективности по критерию себестоимости на примере изготовления двух вариантов усиления стальной стенки двутавровой балки: с применением системы продольных и поперечных рёбер, а также с применением композитных элементов.

Научно-техническая гипотеза: применение элементов, выполненных из композитных материалов, приводит к росту устойчивости усиливаемой ими стенки стальной балки за счёт их совместного взаимодействия.

Объект исследования: стальная однопролётная балка, усиленная элементами, выполненными из полимерного волокнисто-армированного композитного материала.

Предмет исследования: напряжённо-деформированное состояние стальной однопролётной балки, стенка которой усилена элементами из полимерных волокнисто-армированных композитных материалов.

Область исследования соответствует требованиям паспорта научной специальности ВАК – 2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения, по пунктам: 5 – «Обоснование технических решений по реконструкции, усилению и восстановлению элементов и конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений» и 8 – «Разработка новых и совершенствование рациональных типов несущих и ограждающих конструкций, конструктивных решений зданий и сооружений с учётом протекающих в них процессов, природно-климатических условий, механической, пожарной и экологической безопасности».

Научная новизна:

1) Исследована возможность применения полимерных волокнисто-армированных композитных материалов, разработанных на территории Российской Федерации, для выполнения усиления стальных однопролётных балок с целью повышения устойчивости их стенок.

2) По полученным экспериментальным данным определено влияние выбранного варианта усиления стенки стальной балки композитными элементами: вертикальными рёбрами, прямоугольными пластинами, – на величину критической нагрузки потери устойчивости, при которой измеряемая боковая деформация стенки достигает своего предельного допустимого значения.

3) С применением аналитического и численного методов расчёта определена рациональная форма плоскостных композитных элементов, используемых для усиления стальной стенки однопролётной балки с приложенной равномерно-

распределённой нагрузкой.

4) Определено влияние параметров толщины и высоты усиливающих стальную стенку балки композитных пластин на величину критической нагрузки, при которой происходит её потеря устойчивости с развитием боковой деформации.

5) Разработано формульное выражение, позволяющее на начальном этапе проектирования определить предварительное значение требуемой толщины композитных пластин, применяемых для усиления стальной стенки балки.

Теоретическая значимость диссертационной работы заключается в следующем:

1) Доказана целесообразность применения элементов, выполненных из полимерных волокнисто-армированных композитных материалов, для усиления стенки стальной однопролётной балки в зданиях или сооружениях, имеющих кругло-суточный режим работы.

2) Применительно к тематике диссертации эффективно использованы современные численные методы и информативные экспериментальные методы исследования потери устойчивости стенки стальной балки, выполненной как без усиления, так и с усилением композитными элементами.

3) Изложены положения аналитического решения задачи по определению рациональной формы плоскостных композитных элементов, применяемых для усиления стенок стальных однопролётных балок, нагруженных равномерно-распределённой нагрузкой.

4) Изучены закономерности влияния геометрических параметров плоскостных композитных элементов на величину критической нагрузки потери устойчивости усиливаемой стенки стальной балки с применением численных методов расчёта.

Практическая значимость диссертационной работы заключается в следующем:

1) Разработано новое конструктивное решение однопролётной комбинированной балки, выполненной из стального двутавра, стенка которого усилена симметрично с обеих сторон плоскостными композитными элементами особой формы.

2) Создана методика расчёта по определению предварительного значения

толщины плоскостного композитного элемента, применяемого для усиления стальной стенки однопролётной балки.

3) Представлена оценка сравнения технико-экономической эффективности предложенного метода усиления стальной стенки однопролётной балки композитными пластинами в сравнении с альтернативным методом усиления, предполагающим монтаж системы продольных и поперечных стальных рёбер.

Методология и методы исследования основывается на применении общепринятых теоретических и эмпирических методах научного познания, классических положениях механики твёрдого деформируемого тела, применении вычислительного программного комплекса Ansys для расчёта строительных конструкций на основе метода конечных элементов, использовании теории расчёта конструкций разнородной упругости, нормированных положениях расчёта конструкций из композитных материалов.

Положения, выносимые на защиту:

1) Результаты экспериментальных исследований потери устойчивости стальных балок, выполненными как без усиления, так и с усилением композитными элементами.

2) Результаты разработки конструктивного решения однопролётной комбинированной балки, выполненной из стального двутавра, стенка которого усилена плоскостными композитными элементами особой формы.

3) Результаты анализа влияния изменения геометрических параметров плоскостных композитных элементов на значение критической нагрузки, при которой происходит потеря устойчивости усиленной стальной стенки комбинированной балки.

4) Результаты оценки технико-экономической эффективности двух вариантов усиления стальной стенки однопролётной балки: стальными рёбрами, композитными плоскостными элементами.

Степень достоверности результатов обеспечивается применением общепринятых понятий, гипотез и допущений механики твёрдого деформируемого тела; современного аналитического подхода анализа напряженно-

деформированного состояния комбинированных конструкций с применением сертифицированного программного комплекса для расчёта строительных конструкций на основе метода конечных элементов Ansys; применением методик расчёта, установленных нормами проектирования стальных и композитных конструкций; использованием поверенного аттестованного измерительного оборудования; обеспечивается проведением физического эксперимента на примере однопролётной комбинированной балки с применением композитных материалов, удовлетворительной сходимостью результатов теоретических и экспериментальных исследований.

Апробация результатов исследования.

Основные выводы и результаты диссертационного исследования представлялись на следующих конференциях, инженерных форумах:

- III Бетанкуровский международный инженерный форум, СПб, Петербургский государственный университет путей сообщения императора Александра I, 2021 г.;
- VIII Международная научно-практическая интернет-конференция «Инновационные технологии в строительстве и геоэкологии», СПб., Петербургский государственный университет путей сообщения императора Александра I, 2021 г.;
- Международно-практическая конференция молодых учёных и обучающихся, посвящённая 115-летию Санкт-Петербургского государственного аграрного университета «Роль молодых учёных в решении актуальных задач АПК», СПб., Санкт-Петербургский государственный аграрный университет, 2019 г.;
- LXXXIX Всероссийская научно-техническая конференция студентов, аспирантов и молодых учёных «Транспорт: проблемы, идеи, перспективы», СПб., Петербургский государственный университет путей сообщения императора Александра I, 2019 г.;
- Внутрифакультетная научная конференция «Проблемы и достижения в области строительного инжиниринга», СПб., Петербургский государственный университет путей сообщения императора Александра I, 2019 г.;
- Конференция «Инновационные технологии в строительстве и геоэкологии»,

СПб., Петербургский государственный университет путей сообщения императора Александра I, 2018 г.;

– LXXVIII Всероссийская научно-техническая конференция студентов, аспирантов и молодых учёных «Транспорт: проблемы, идеи, перспективы», СПб., Петербургский государственный университет путей сообщения императора Александра I, 2018 г.

Внедрение результатов работы:

Результаты исследований разработанного способа усиления стальных балок элементами из композитных материалов внедрены в каталог технических решений выпускаемой продукции из стеклопластика компании ООО «Новый профиль».

Результаты исследований используются в курсовом проектировании студентами ФГБОУ ФО Петербургского государственного университета путей сообщения императора Александра I, обучающимся по направлению «Строительство» профилю «Промышленное и гражданское строительство».

Публикации.

Основные положения диссертации изложены в 15 научных работах, в том числе 7 работ опубликованы в изданиях, входящих в перечень ведущих рецензируемых научных журналов и изданий ВАК Российской Федерации, 3 из которых выполнены автором без соавторов, 2 патента на изобретение.

Структура и объём диссертационной работы.

Диссертационная работа состоит из введения, 4 глав, библиографического списка из 176 источников, из них 31 зарубежные. Работа изложена на 236 страницах, содержит 88 рисунков, 25 таблиц, 5 приложений.

ГЛАВА 1. ОЦЕНКА ВОЗМОЖНОСТЕЙ ПРИМЕНЕНИЯ КОМПОЗИТНЫХ МАТЕРИАЛОВ ДЛЯ УСИЛЕНИЯ СТАЛЬНЫХ БАЛОК

1.1. Краткая характеристика комбинированных конструкций

Совершенствование известных технических решений, разработка новых типов строительных конструкций, а также новых методов их усиления являются важными элементами развития строительной отрасли, применение которых обеспечивает экономический рост Российской Федерации. Одним из направлений совершенствования строительных конструкций является разработка новых конструктивных решений комбинированных конструкций, выполненных из нескольких разнородных материалов, например стали и композитных материалов.

Разработка новых конструктивных решений комбинированных конструкций преимущественно сосредоточена относительно совместного применения стали и бетона, железобетона. В своде правил СП 266.1325800.2016 [112], определяющим порядок расчёта сталежелезобетонных конструкций, приведено понятие «комбинированная балка».

Согласно определению свода правил, комбинированная балка представляет собой сталежелезобетонную конструкцию, состоящую из железобетонной плиты и стальной балки, объединённых для совместной работы с помощью специальных упоров или обетонированием стальных балок [112]. Известны технические решения сталебетонных комбинированных балок, в которых стенка укреплена дополнительными элементами, ограничивающими развитие её потери устойчивости, одновременно повышающими несущую способность всей конструкции.

Балка композиционной структуры с гофрированными элементами по патенту RU 2409728 C1 от 2011 г. [7], представленная на рисунках 1 ÷ 3, является стальной двутавровой балкой, стенка которой выполнена из стальных листов, при этом пространство между стенками и поясами балки заполнено бетоном в зонах действия наибольших поперечных сил. Стальная стенка балки выполнена с поперечными гофрами. Для обеспечения сцепления стального контура с бетоном стенки балки могут иметь выштампованные засечки, направленные как вдоль, так и под углом к продольной оси балки, возможно применение гнутых стержней, при-

варенных к стенке балки в качестве анкеров.

Возможно создание балок композиционной структуры полигонального и трапецевидного очертаний. Технический результат изобретения заключается в снижении материалоемкости балок, а также повышении их прочности и устойчивости за счёт особой формы стенки балки, заполненной частично бетоном.

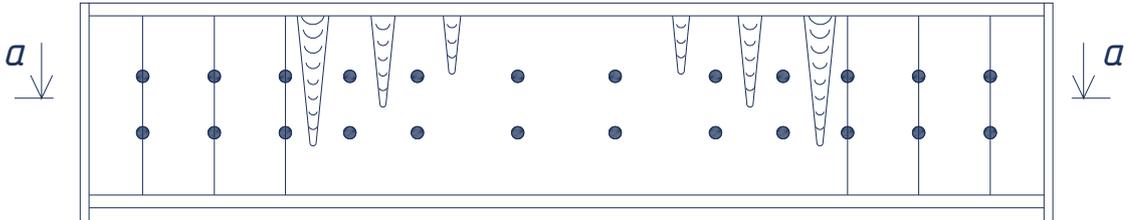


Рисунок 1. Общий вид балки композиционной структуры с гофрированными элементами.

Патент RU 2409728 С1 [7].

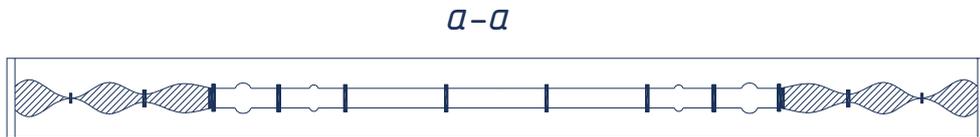


Рисунок 2. Продольный разрез стенки балки композиционной структуры с её частичным заполнением бетоном [7].

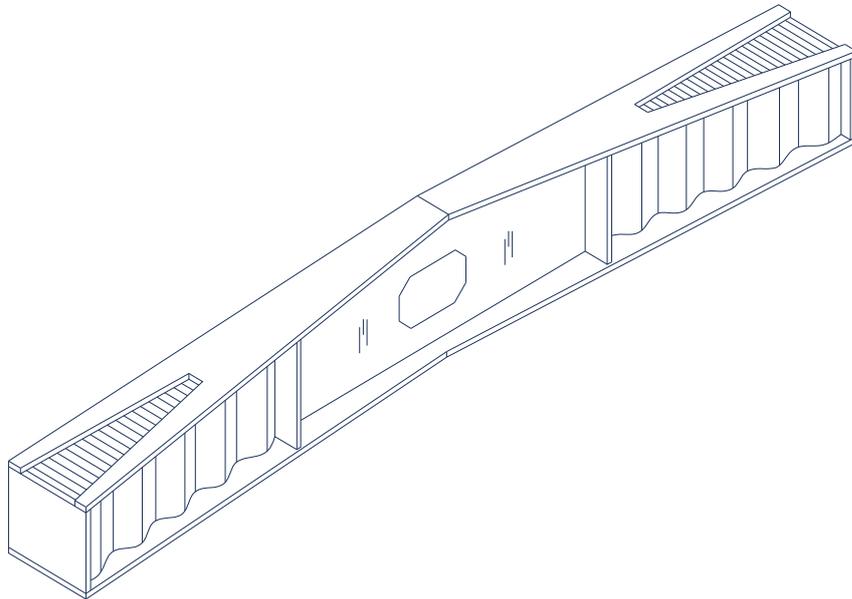


Рисунок 3. Общий вид балки композиционной структуры трапецевидного очертания.

Патент RU 2409728 С1 [7].

Балка с непрерывно-подкреплённой стенкой по патенту RU 2544922 С1 от 2015 г. [9], представленная на рисунках 4 и 5, является однопролётной стальной

балкой, стенка которой в зонах действия наибольших значений поперечных сил и крутящих моментов усилена поперечно установленными рёбрами жёсткости из металлических профилей (уголков, швеллеров, труб, z-образных профилей).

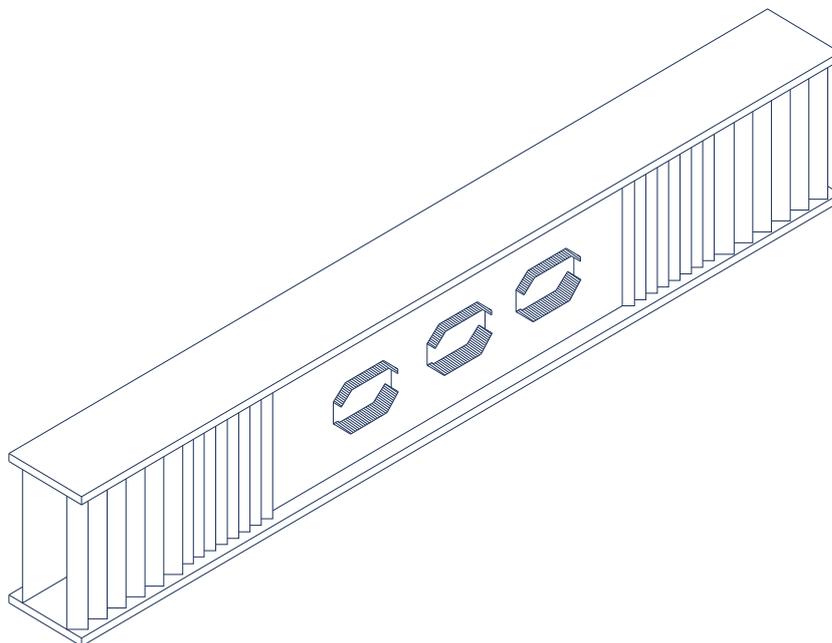


Рисунок 4. Общий вид балки с непрерывно-подкреплённой стенкой.

Патент RU 2544922 C1 [9].



Рисунок 5. Продольный разрез вдоль стенки балки [9].

Тип рёбер жёсткости, а также их расстановка по длине стенки балки, зависят от интенсивности действующих внутренних усилий, на тех участках, где их величина минимальна, стенка балки может быть выполнена без усиления. Для обеспечения большей жёсткости рёбер пространство между ними и стенкой должно быть заполнено саморасширяющимся бетоном. Технический результат изобретения заключается в сокращении материалоёмкости балки, при повышении её несущей способности, за счёт рационального расположения поперечных рёбер по её длине [9].

Существенным недостатком приведённых технических решений является то, что сталебетонные балки должны быть полностью изготовлены в заводских условиях, усиление эксплуатируемой стальной балки обозначенными методами не является рациональным.

В последние десятилетия активно ведутся разработки нового типа материалов – полимерных композитов, которые могут применяться для усиления элементов стальных балок, в том числе находящихся в эксплуатации. Композитные материалы активно внедряются в различные сферы строительства и имеют поддержку на государственном уровне. Распоряжением правительства Российской Федерации от 10.05.2016 г. № 868-р утверждена стратегия развития промышленности строительных материалов на период до 2020 года и дальнейшая перспектива до 2030 года.

Стратегией определены состояние отрасли производства строительных материалов на 2016 г., определены проблемы отрасли, на основании которых разработаны положения стратегии. Разделом IV стратегии «Способы и достижения целей и решения задач стратегии» установлено: «Стимулирование спроса на продукцию промышленности строительных материалов планируется увеличить за счёт существенного увеличения объёмов строительства, реконструкции, ремонта и капитального ремонта зданий и сооружений промышленного, гражданского и транспортного назначения с применением широкого спектра полимерных композитных материалов и изделий из них» [102].

1.2. Обзор композиционных материалов, их классификация и свойства

Основным классом материалов, удовлетворяющих таким жестким, часто противоречащим друг другу требованиям, как обеспечение минимальной массы конструкций, максимальной прочности, жёсткости, надежности и долговечности при работе в тяжелых условиях нагружения, в том числе при высоких температурах и в агрессивных средах, являются композитные материалы [10].

Композит (композитный материал, композиционный материал) – сплошной продукт, состоящий из двух или более материалов, отличных друг от друга по форме, фазовому состоянию, химическому составу, свойствам, скрепленных, как правило, физической связью и имеющих границу раздела между обязательным материалом (матрицей) и ее наполнителями, включая армирующие наполнители [39].

Матрица полимерного композита (матрица) - твердая структура, состоящая из термореактивного или термопластичного полимера или эластомера, которая обеспечивает цельность полимерного композита, отвечает за передачу и распределение напряжений в армирующем наполнителе и определяет теплостойкость, влагостойкость, огнестойкость и химическую стойкость полимерного композита [39].

Армирующий наполнитель - материал, соединенный с термопластичным или термореактивным полимером или эластомером до начала процесса стеклования или кристаллизации или отверждения или вулканизации для улучшения физико-механических характеристик полимерного композита [39].

Активные исследования в области разработки и проектирования композиционных материалов и конструкций из них ведутся на протяжении последних 70 лет. Одна из основных причин появления и последующей разработки композитных материалов – необходимость развития и модернизации авиационной промышленности СССР в послевоенный период времени. С 1955 г. во Всесоюзном научно-исследовательском институте авиационных материалов под руководством Туманова А.Т. активно велась разработка новых композитных материалов, конструкций и деталей из них [48]. Во второй половине XX в. развитием идеи приме-

нения композитных конструкций в промышленности занималось множество советских учёных – Васильев В.В., Протасов В.Д., Болотин В.В., Горынин И.В. и др.

Существует множество отечественных трудов, посвящённых изучению композитов и механике композитных конструкций, специализированные монографии по механике композитных материалов [67], [93], [99]. Большой вклад в разработку новых композитных материалов в Российской Федерации сделан сотрудниками Всероссийского научно-исследовательского института авиационных материалов (ФГУП «ВИАМ» ГНЦ РФ) [17], с 2010 года объём исследований, посвящённых композитам, значительно вырос.

Современные полимерные композиты, а также конструкции и изделия из них находят во всем мире широкое применение в строительной отрасли, благодаря таким качествам, как высокая прочность, коррозионная стойкость и низкий удельный вес. Около 30 процентов мирового объёма производства полимерных композитов составляет продукция для строительного комплекса. По экспертным оценкам, объём мирового рынка полимерных композитов за 2011 год составил 13 млн. т. Основными производителями композитов в мире являются Китай (28%), США (22%), Европейский союз (14%) [64].

В США сформировано объединение производителей композитных материалов АСМА, деятельность которого направлена на развитие производства композитов [150], [174]. Аналогичная ассоциация создана в Европейском союзе (ЕРТА), целью которой является рост и развитие рынка композитных материалов, изготовленных методом пултрузии [157]. В Германии создан концерн по производству композитов (Rochling), имеющий филиалы своего производства в Европе, Америке, Азии, в России (г. Санкт-Петербург) [170].

Статистика мирового потребления конструкций и изделий из полимерных композитных материалов (в стоимостном выражении) показывает, что их основной объём сосредоточен в гражданских секторах экономики. Исходя из структуры российского потребления полимерных композиционных материалов, можно сделать вывод, что строительная индустрия использует до 17% от всего объёма изготавливаемых композитных материалов, транспортная инфраструктура –

до 21% [64].

В Российской Федерации в 2018 году создан межрегиональный промышленный кластер «Композиты без границ». 15 февраля 2018 года в рамках инвестиционного форума Сочи-2018 подписано соглашение о создании межрегионального промышленного кластера «Композиты без границ» между Госкорпорацией «Росатом» и главами Правительств Республики Татарстан, Московской области, Саратовской области. Кластер представляет собой объединение 15 промышленных предприятий, 5 ВУЗов в трёх российских регионах и 2 объекта технологической инфраструктуры ОЭЗ «Алабуга» и Технополис «Химград». Основная цель объединения – обеспечение роста российского рынка полимерных композиционных материалов от 0,5% до 2% от общемирового объёма к 2025 году [71].

Вопросами оценки экономической эффективности применения композитных материалов задаются многие исследователи. В обзорной работе, выполненной в 2020 г., посвящённой исследованию российского и мирового рынка полимерных композитов, Дориомедов М.С. указывает, что стоимость полимерных композиционных материалов для строительства (профили, арматура, трубы) и потребительских товаров находится в диапазоне от 3 до 10 долл./кг [54].

В другой исследовательской работе [136], посвящённой эффективности освоения полимерных композиционных материалов в промышленности, приведена общая оценка стоимости стеклопластика. Автор приводит показатель стоимости стеклоткани ИПС-Т-1000, произведённой на территории Республики Беларусь - 1,5 белорусских рубля за 1 м² ткани. Одновременно с этим автор статьи отмечает, что 1 кг конструкции из стеклопластика приблизительно в 1,5÷2 раза дешевле 1 кг стального металлопроката.

Строительные композитные материалы можно разделить по группам, представленным на рисунке 6 [15].



Рисунок 6. Общая классификация композитных материалов.

Разработаны следующие методы изготовления элементов из композитных материалов [94]:

– Контактное формование – по раскроенному тканному материалу армирующего заполнителя вручную наносится связующее, после чего выполняется удаление воздуха с применением валика [129].

– Автоклавное формование – заготовка композита в вакуумном мешке помещается в автоклав, после чего выдерживается под избыточным давлением до полного отверждения [134].

– Формование прессованием – композитная заготовка помещается в пресс-форму, после чего выдерживается под давлением при требуемой температуре до отверждения полимерной матрицы [104].

– Пропитка под давлением – армирующий наполнитель размещается в герметичной форме, после чего через дренажную систему в форму подаётся под давлением связующее [78].

– Инфузионная пропитка под вакуумом – наполнитель укладывается на оснастку под вакуумный мешок, после чего под мешком создаётся разряжение, которое пропитывает связующим наполнитель [16].

– Намотка – армирующий наполнитель в виде нитей, лент, жгутов, тканей и плёнок, пропитанный связующим, укладывается по поверхности оправки, имеющей конфигурацию внутренней поверхности изделия, в заданном направлении [13].

– Пултрузия (роллтрузия) – непрерывные волокна, пропитанные связующим, протягиваются через нагретую фильеру, образующую форму изделия. Пултрузионный профиль – линейное профильное изделие из полимерного композитного материала [121].

Наиболее эффективная технология изготовления композитных материалов – пултрузия, скорость процесса изготовления линейного изделия требуемого сечения составляет 3÷6 м./мин. Подобное ограничение скорости изготовления – компромисс между скоростью полимеризации смол и качеством продукции [100].

Производством полимерных композитных конструкций с применением технологии пултрузии в нашей стране занимается ряд компаний: ООО «Центр пултрузии» [86], ЗАО «Электроизолит» [60], ООО «ПолиКомпозит» [84], ООО «Бийский завод стеклопластиков» [81], группа компаний «Композит» [47], заводы композитных изделий «Flotenk» [59], группа компаний «Армпласт» [46] и др.

Свойства пултрузионных композитных изделий, согласно ГОСТ 33344-2015 «Профили пултрузионные конструкционные из полимерных композитов» [41]:

– в соответствии с ГОСТ 12.1.044-89 [24] классифицируется как трудно горючие или горючие твёрдые вещества, не взрывоопасны;

– устойчивы к действию влаги, агрессивных сред, температуры воздуха и не оказывают вредного влияния на окружающую среду, а также на качество грунтовых и поверхностных вод;

– дополнительные свойства (негорючесть, устойчивость к ультрафиолетовому излучению и пр.) можно получить путём введения специальных добавок при изготовлении конструкции.

Анализ иностранных источников позволил установить, что за рубежом распространяются и осваиваются новые модификации пултрузии, которые уже применяются в высокотехнологичных сферах. Осваиваются такие модификации, как пулвиндинг – комбинация пултрузии и намотки (модуль намотки встроен в пултрузионную линию), пулформинг – комбинация пултрузии и компрессионного формования и пр. [55]. На территории Европейского Союза возможно изготовление пултрузионного композитного профиля со стенкой переменной толщины, а также криволинейной формы [153]. Общие характеристики профиля [157]:

- длина изделия до 12 м;
- ширина изделия до 1350/900 мм;
- минимальная толщина изделия 1,5 мм;
- максимальная толщина изделия 60 мм.

В Российской Федерации разработаны нормативы, устанавливающие порядок испытаний композитных материалов с последующим определением их физико-механических свойств: на растяжение [37], изгиб [30] и сжатие [42]; по определению плотности [26], водопоглощения [43]; по определению кажущегося предела прочности при межслойном сдвиге [38], проведении термомеханического анализа [36], горючести [34], взрывоопасности [24] и воспламеняемости [35] и пр.

Наибольшее распространение в качестве конструкционных полимерных композитов получили стеклопластики и углепластики. В таблице 1 представлены новые типы композитных материалов, большая часть которых разработана ФГУП «ВИАМ» ГНЦ РФ [140] в течение последних десятилетий.

Таблица 1. Свойства стеклопластиков и углепластиков.

№	Материал	Плотность, кг/м ³	E ₁ , ГПа	E ₂ , ГПа	R ₁ ⁻ , МПа	R ₂ ⁻ , МПа	R ₁ ⁺ , МПа	R ₂ ⁺ , МПа	R ₃ , МПа	R ₄ , МПа
Стеклопластики										
1	КМКС-2.120.Т15 [51]	1490	20	22	560	340	450	-	55	-
2	КМКС-2.120.Т60 [51]	1780	40	50	930	220	1325	70	70	1275
3	КМКС-4м.175.Т64 [52]	1650	-	30	720	450	730	410	80	950
4	ВПС-43К [108]	-	-	34	822	-	950	-	73	1215
5	ВПС-44К.Т60 [69]	-	45	40	805	150	1395	34	62	1135
6	ВПС-45К.ТС8/3-К [69]	-	22	23	580	360	670	350	60	1010
7	СТЭТ-1 [142]	1950	30	30	450	-	550	-	65	700
8	ЭД-20 и стекло- ровинг РБО 24- 2400-117А [70]	2100	49	49	380	-	1000	-	-	670
9	ПН-1 и стекло- винг РБН 20- 4800-4П [70]	1900	35	35	220	-	710	-	-	540
10	ЭД-20+ИНТС и стеклоровинг РБО 24-2400- 117А [70]	2070	51,9	51,9	480	-	1390	-	-	1600
11	СТ 2227М [14]	-	-	28	550	-	560	-	-	730
12	ВПС-33 [68]	1580÷ 1730	-	29	450	300	600	300	-	710
13	СТ-69Н [68]	1850÷ 2000	-	28	485	320	550	310	-	865
14	ВПС-48/120 [68]	1800	-	27	540	-	420	-	85	665
Углепластики										
15	КМУ-8 [144]	1500	125	125	90	-	900	-	5,5	1150
16	КМКУ-1.80.Э0,1 [51]	1430	95	100	890	180	830	44	83	1130
17	КМКУ-2м.120.Р2009 [51]	1510	66	67	900	700	920	800	75	1230
18	КМКУ-2м.120.Э0,08 [87]	1400	127	132	980	196	1225	44	78	1200
19	ВКУ-25 [101]	-	115	135	1190	-	2180	-	88	-
21	ВКУ-27Л [101]	-	130	135	1380	200	1920	65	80	-
22	ВКУ-28 [108]	1530÷ 1570	140	160	1300	250	2550	63	100	-
23	ВКУ-29 [101]	-	112	123	1040	-	1940	58	73	-
24	ВКУ-35 [20, 141]	1550÷ 1580	62	71	550	470	750	680	44	1000
25	ВКУ-38ТР [101]	-	79	88	654	433	740	630	40	-
26	ВКУ-38ЖН [101]	-	206	280	670	69	1300	45	39	-

№	Материал	Плотность, кг/м ³	E ₁ , ГПа	E ₂ , ГПа	R ₁ ⁻ , МПа	R ₂ ⁻ , МПа	R ₁ ⁺ , МПа	R ₂ ⁺ , МПа	R ₃ , МПа	R ₄ , МПа
27	ВКУ-39 [101]	-	54	69	610	610	945	710	82	-
28	ВКУ-45Ж [101]	-	105	136	1090	235	2360	50	86	-
29	Волокно Т-700, связующее Hexcel М36 (угол укладки 45°) [53]	-	61	68	591	265	895	194	-	-
30	Волокно Т-700, связующее Hexcel М36 (угол укладки 60°) [53]	-	45	47	507	422	805	456	-	-

где E₁ – модуль упругости композита при сжимающих воздействиях;

E₂ – модуль упругости композита при растягивающих воздействиях;

R₁⁻ – расчётное сопротивление композита при сжатии вдоль волокон;

R₂⁻ – расчётное сопротивление композита при сжатии поперёк волокон;

R₁⁺ – расчётное сопротивление композита при растяжении вдоль волокон;

R₂⁺ – расчётное сопротивление композита при растяжении поперёк волокон;

R₃ – расчётное сопротивление композита при межслоевом сдвиге;

R₄ – расчётное сопротивление композита при статическом изгибе.

1.3. Методика расчёта строительных конструкций, выполненных полностью из полимерных композитов

В Российской Федерации разработан ряд нормативных документов, определяющих порядок проектирования и расчёта конструкций, выполненных полностью из полимерных композитных материалов:

– ГОСТ 33119-2014. «Конструкции полимерные композитные для пешеходных мостов и путепроводов. Технические условия» [40].

– ГОСТ Р 54928-2012. «Пешеходные мосты и путепроводы из полимерных композитов. Технические условия» [44].

– ОДМ 218.2.058-2019. «Рекомендации по применению композиционных материалов в конструкциях мостовых сооружений и пешеходных мостов» [79].

– СТО НОСТРОЙ 2.29.112-2013. «Строительство деревянных и композитных мостов. Часть 2» [121].

В указанных нормативных документах установлены требования к физико-механическим свойствам полимерных композитных материалов, методам их контроля, приведена методика расчёта несущей способности композитных элементов, из которых выполнены пешеходные мосты и путепроводы. Сборные конструкции из полимерных композитов поставляются на строительную площадку, которые при монтаже собирают в единую конструкцию с применением болтовых соединений. Минимальная толщина композитного профиля для одиночных конструктивных элементов назначается не менее 7,0 мм, для составных элементов - не менее 3,5 мм [79].

Для выполнения соединений также допускается применение несущих конструктивных узловых элементов из нержавеющей стали с использованием болтовых и сварных соединений. Конструкция болтовых стыков должна обеспечивать передачу усилий в соединяемых элементах за счёт смятия поверхностей контакта болтов, при минимальной передаче сдвиговых усилий за счёт сил трения по поверхностям стыкуемых элементов [40].

В ГОСТ 33119-2014 приведены значения основных механических и физико-механических характеристик полимерных композитов для несущих конструкций, обязательны для применения. В таблице 2 приведена указанная информация.

Таблица 2. Свойства композитных материалов по ГОСТ 33119-2014 [40]

Предел прочности при растяжении, МПа, не менее	Модуль упругости при растяжении, ГПа, не менее	Предельная относительная деформация при разрушении, % не более	Плотность, кг/м ³ , не менее
Эпоксидопласт, армированный однонаправленными высокопрочными углеродными волокнами			
2500	150	2,0	1600
Винилэфиропласт, армированный однонаправленными волокнами из Е-стекла			
1200	40	4,3	1800
Винилэфиропласт, симметрично армированный волокнами из Е-стекла в направлении 0°/90°			
350	20	1,5	1800
Винилэфиропласт, симметрично армированный волокнами из Е-стекла в направлении +45°/-45°			
280	15	2,0	1800

В отраслевом методическом документе ОДМ 218.2.058-2019, разработанном федеральным дорожным агентством (РОСАВТОДОР), для изготовления строи-

тельных конструкций рекомендованы пултрузионные композитные материалы, армированные стекловолокном [79].

Параметры жёсткости композитных профилей, рекомендованных к применению, приведены в таблицах 3 и 4.

Таблица 3. Параметры жёсткости композитных профилей, армированных стекловолокном [79]

Параметр жёсткости	Значение
Модуль упругости при растяжении профилей с толщиной стенки более 10 мм (в продольном направлении), (E_1), МПа.	28000
Модуль упругости при растяжении профилей толщиной стенки менее 10 мм (в продольном направлении), (E_1), МПа.	23000
Модуль упругости при растяжении профилей, используемых для изготовления настила (в продольном направлении), (E_1), МПа.	22000
Модуль упругости в поперечном направлении, (E_2), МПа.	8500
Модуль сдвига, (G), МПа.	3000
Коэффициент Пуассона в продольно-поперечном направлении (ν_{12}).	0,23
Коэффициент Пуассона в поперечном направлении (ν_{21}).	0,09

Таблица 4. Средние значения прочности и жёсткости стеклокомпозитов, применяемых для изготовления несущих балок мостовых сооружений [79].

Характеристики		Значение
Характеристики жёсткости		
Модуль упругости в направлении 0° , МПа, не менее		35000
Модуль упругости в направлении 90° , МПа, не менее		9000
Модуль сдвига, МПа, не менее		5000
Коэффициент Пуассона, не менее		0,30
Характеристики прочности		
Растяжение	Предел прочности в направлении 0° , МПа, не менее	600
	Предел прочности в направлении 90° , МПа, не менее	40
Сжатие	Предел прочности в направлении 0° , МПа, не менее	400
	Предел прочности в направлении 90° , МПа, не менее	100
Межслоевой сдвиг	Предел прочности, МПа, не менее	50
Статический изгиб	Предел прочности, МПа, не менее	400

Согласно ГОСТ 33119-2014, расчёт конструкций из полимерных композитов выполняется в соответствии с положениями нормативного документа СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы» с использованием следующего неравен-

ства [40]:

$$S * \gamma_f \leq \frac{R_{cp} * (1 - 2 * \vartheta)}{\gamma_m * \gamma_c}, \quad (1.1)$$

где S – напряжение (деформации) в конструкции от воздействия нормативных нагрузок, МПа;

γ_f – коэффициент надёжности по нагрузке;

R_{cp} – средние значения сопротивлений (деформаций) полимерного композита, МПа;

ϑ – коэффициент вариации (в долях единицы), характеризующий разброс свойств композитного материала, значения которого должны быть приняты по результатам не менее чем 12 испытаний в одной пробе полимерного композита с допустимой отбраковкой двух результатов. На стадии вариантного проектирования допускается принимать ϑ равным не менее 13%;

γ_c – коэффициент надёжности, принимаемый в зависимости от применяемой технологии изготовления, который характеризует возможный разброс свойств для различных методов производства композитов [40];

γ_m – обобщённый коэффициент надёжности по материалу ($\gamma_m \geq 3,0$), определяемый с использованием частных коэффициентов, учитывающих влияние различных факторов, снижающих физико-механические характеристики слоистого композитного материала в процессе эксплуатации по формуле:

$$\gamma_m = K_1 * K_2 * K_3 * K_4 * K_5 * K_6, \quad (1.2)$$

где K_1 - коэффициент, учитывающий влияние температуры;

K_2 - коэффициент, учитывающий увлажнение конструкций;

K_3 - коэффициент ползучести композитного материала для долговременных нагрузок;

K_4 - коэффициент усталости композитного материала;

K_5 - коэффициент морозостойкости композитного материала;

K_6 - коэффициент старения композитного материала за время эксплуатации моста.

Значение итогового коэффициента, понижающего расчётное сопротивление

композитного материала, изготовленного методом пултрузии, с учётом рекомендованных коэффициентов сохранения свойств по материалу на стадии вариантного проектирования составляет:

$$\frac{(1-2*\theta)}{\gamma_m*\gamma_c} = \frac{(1-2*\theta)}{K_1*K_2*K_3*K_4*K_5*K_6*\gamma_c} = \frac{(1-2*0,13)}{1,2*1,3*1,66*1,1*1,1*1,3*1,1} = 0,165 = \frac{1}{6,06} \quad (1.3)$$

Значения расчётных сопротивлений композитных материалов, указанных в ГОСТ 33119-2014, с учётом понижающего коэффициента, рассчитанного в (1.3) представлены в таблице 5.

Таблица 5. Расчётные сопротивления композитных материалов по ГОСТ 33119-2014 [40]

Тип композитного материала	Предел прочности при растяжении, МПа
Эпоксидопласт, армированный однонаправленными высокопрочными углеродными волокнами	412,87
Винилэфиропласт, армированный однонаправленными волокнами из Е-стекла	198,179
Винилэфиропласт, симметрично армированный волокнами из Е-стекла в направлении 0°/90°	57,80
Винилэфиропласт, симметрично армированный волокнами из Е-стекла в направлении +45°/ -45°	46,24

Более подробная информация по расчёту несущей способности композитных элементов представлена в ОДМ 218.2.058-2019. Нормативный документ определяет порядок расчёта конструкций, находящихся в различных условиях нагружения, расчётные формулы для которых представлены ниже [79]:

1. Расчёт центрально растянутых или сжатых элементов силой N следует выполнять по формуле:

$$N/A_n \leq R_N^{t(c)} \quad (1.4)$$

где $R_N^{t(c)}$ – расчётное сопротивление растяжению (сжатию) по направлению действия силы N, МПа;

A_n – площадь сечения с учётом ослабления отверстиями, см².

2. Расчёт напряжений изгибаемых, внецентренно растянутых и внецентренно сжатых элементов следует выполнять по формуле:

$$\frac{|N|}{A_n} + \frac{|M_x|}{\xi_x*W_{nx}} + \frac{|M_y|}{\xi_y*W_{ny}} \leq R_N^b \quad (1.5)$$

где R_N^b – расчётное сопротивление изгибу по направлению действия силы N ;

A_n, W_{nx}, W_{ny} – площадь и моменты сопротивления сечения нетто;

N, M_x, M_y – расчётные значения продольной силы и изгибающих моментов в горизонтальной и вертикальной плоскостях конструкции;

ξ_x, ξ_y – коэффициенты, учитывающие дополнительные моменты от продольной сжимающей силы, равные:

$$\xi_{x(y)} = 1 + N/N_{ex(y)} \leq 1 \quad (1.6)$$

где $N_{ex(y)}$ – критическая сила при потере устойчивости в плоскостях x, y расчётного сечения. Допускается принимать $\xi_{x(y)} = 1$ при $\lambda_{x(y)} \leq 60$. Значение $N_{ex(y)}$ рассчитывается по формуле:

$$N_{ex(y)} = \varphi_{x(y)} * R_N^c * A \quad (1.7)$$

где $\varphi_{x(y)}$ – коэффициент продольного изгиба.

3. Значения касательных напряжений должны удовлетворять условию:

$$\tau = \frac{Q * S^{отс.}}{I * t} \leq R^s \quad (1.8)$$

где R^s – расчётное сопротивление сдвигу;

I – момент инерции сечения брутто;

$S^{отс.}$ – статический момент отсечённой части сечения;

t – толщина стенки, при наличии ослаблений стенки отверстиями диаметра d , расположенных с шагом a , вместо значения t необходимо подставлять значение t_{ef} .

Отдельного рассмотрения требует вопрос учёта ползучести композитного материала. Согласно ГОСТ 33119-2014 [40] ползучесть учитывается в двух расчётных параметрах полимерного композита: 1) при определении значения расчётного сопротивления материала в виде понижающего коэффициента; 2) при определении влияния ползучести на значение модуля упругости материала.

Коэффициент сохранения свойств полимерного материала должен быть определён по результатам испытаний. Сущность метода испытаний заключается в том, что к образцам в течение расчётного срока службы и гарантийного срока

эксплуатации прикладывают нагрузку таким образом, чтобы напряжение составляло $(0,300 \pm 0,005)$ предела прочности при растяжении [40].

В таблице 6 представлены значения расчётных напряжений, определённых с учётом итогового понижающего коэффициента, вычисленного в (1.3), для рекомендованных к применению композитных материалов по ГОСТ 33119-2014, а также значения напряжений, при которых вычисляется коэффициент ползучести материала.

Таблица 6. Значения расчётных сопротивлений и напряжений, достигнутых при испытании композитных материалов, по ГОСТ 33119-2014 [40]

Тип композитного материала	Расчётное сопротивление, МПа	Напряжения при испытании, МПа
Эпоксидопласт, армированный однонаправленными высокопрочными углеродными волокнами	412,87	750
Винилэфиропласт, армированный однонаправленными волокнами из Е-стекла	198,179	360
Винилэфиропласт, симметрично армированный волокнами из Е-стекла в направлении $0^\circ/90^\circ$	57,80	105
Винилэфиропласт, симметрично армированный волокнами из Е-стекла в направлении $+45^\circ/-45^\circ$	46,24	84

Как следует из сравнения полученных данных, предел длительной прочности материала или напряжения, при которых выполняются испытания по определению коэффициента ползучести, для анализируемого случая выше в 1,816 раза, чем максимальный уровень напряжений, до которого можно нагрузить проектируемую конструкцию.

Характер развития деформаций ползучести зависит от отношения уровня действующих в материале напряжений и предела длительной прочности. В случае, когда величина действующих напряжений оказывается ниже предела длительной прочности материала, деформации ползучести постепенно затухают [98].

Согласно ГОСТ 33119-2014 [40] влияние ползучести на изменение модуля упругости рекомендуется производить с использованием номинального теоретического значения коэффициента K_3 по формуле:

$$K_3 = t^n \quad (1.9)$$

где t – продолжительность действия нагрузки, ч.;

n – показатель степени, зависящий от типа армирования, при расположении волокон по направлению нагрузки:

- $n = 0,01$ – для однонаправленно армированных слоёв;
- $n = 0,04$ – для дву- или много направленно армированных слоёв;
- $n = 0,10$ – для хаотично-армированных слоёв (слоёв из мата).

Расчётные значения частного коэффициента представлены в таблице 7.

Таблица 7. Расчётные значения коэффициента K_3 по ГОСТ 33119-2014 [40]

Продолжительность действия нагрузки, t , годы	Значение показателя t^n для степени n		
	0,01	0,04	0,10
40	1,14	1,67	3,59
100	1,15	1,73	3,93

В зависимости от технологии изготовления композитных полимерных материалов определяется снижение его значения модуля упругости. Для композитных материалов, изготовленных методом пултрузии, в которых армирующие волокна размещены вдоль элемента, при действии продольной нагрузки значение модуля упругости материала должно быть снижено в 0,877 раза. Для плоскостных элементов с перекрёстным армированием волокнами в направлении $0^\circ/90^\circ$ значение модуля упругости материала должно быть снижено в $0,578 \div 0,598$ раза.

Расчётные значения понижающего коэффициента K_3 являются завышенными в виду того, что они определены при напряжениях, значительно превышающих расчётное сопротивление композитных материалов (в 1,816 раза). Следует также отметить, что в проектируемых композитных конструкциях уровень действующих напряжений не во всех случаях достигает расчётного сопротивления материала.

В виду отсутствия дополнительной информации о влиянии ползучести на модуль упругости композитного материала, при проектировании композитных элементов следует опираться на данные, приведённые в ГОСТ 33119-2014. Тем не менее в случае малонагруженных конструктивных элементов, выполненных из композитного материала, влияние ползучести на его свойства будет в значительной мере снижено.

Согласно ГОСТ 33119-2014 предел огнестойкости композитных конструкций должен быть не менее RE30 [40]. Значения характеристик пожарной опасности полимерных композитов по ГОСТ 33119-2014 должны быть не менее [40]:

- Г2 по ГОСТ 30244-94 [34] – для горючести;
- В2 по ГОСТ 30402-96 [35] – для воспламеняемости;
- Д2 по ГОСТ 12.1.044-89 [24] – для дымообразующей способности;
- Т2 по ГОСТ 12.1.044-89 [24] – для токсичности продуктов горения.

Предел огнестойкости композитных элементов можно повысить за счёт применения специальных огнезащитных составов, например, известен огнезащитный состав УМТ-ФР-90, который позволяет повысить предел огнестойкости полимерной конструкции до 180 минут [2].

1.4. Краткий обзор строительных конструкций, выполненных полностью из полимерных композитов

В Российской Федерации возведён ряд объектов, в которых несущие конструкции полностью выполнены из полимерных композитов. НПП «АпАТЭК» с 2004 г. изготовили и ввели в эксплуатацию ряд пешеходных мостов и железнодорожных платформ [88].

Пешеходный мост в районе платформы «Чертаново» (г. Москва, ул. Промышленная, о.п. «Чертаново») возведён в октябре 2004 г., общий вид конструкции представлен на рисунке 7.



Рисунок 7. Фотографии возведения пешеходного моста в районе платформы «Чертаново» [89].

Из стеклопластика «СППС» [123] полностью выполнено пролётное строение длиной 41,4 м, шириной 3 м, настил, перильные ограждения, общая масса конструкции - 11,865 т. По результатам обследования технического состояния

строительных конструкций моста, выполненного АО «НИИ мостов» [3] в 2008 г., сделан вывод о том, что пролётные строения соответствуют требованиям безопасности и обеспечивают пропуск расчётных нагрузок [89].

Платформа «Тестовская» (г. Москва, оп.Тестовская 1-ый и 2-ой главные пути, пересечение Шмитовского проезда и 3-го транспортного кольца) смонтирована в апреле 2007 г., общий вид конструкции представлен на рисунке 8. Пролётное строение - многопролётная ферма длиной 48 м, шириной 2,6 м [92].



Рисунок 8. Фотографии платформы «Тестовская» [92].

Пешеходный мост у о.п. перегона «Отрожка – Придача» 586 км Юго-Восточной железной дороги возведён в апреле 2008 г. [91], общий вид конструкции представлен на рисунке 9. Пролётное строение моста – стеклопластиковая композитная ферма с закрытым верхним поясом, перекрывающая 3 пролёта суммарной длиной 42 м, шириной 3,2 м, масса пролётного строения – 14,4 т. Масса навеса – 3,4 т.



Рисунок 9. Фотографии пешеходного моста у о.п. перегона «Отрожка – Придача» 586 км Юго-Восточной железной дороги [91].

Пешеходный мост Москва-Кусково 7 км (г.Москва, 2-й Карачаровский проезд) представляет собой однопролётную ферменную конструкцию пролётом 31 м [90], общий вид конструкции представлен на рисунке 10.



Рисунок 10. Фотография пролётной конструкций пешеходного моста над 2-ым Карачаровским проездом, г. Москва [90].

Известен ряд примеров композитных пешеходных мостов балочного, арочного типов [124], в Российской Федерации возведён автомобильный однопролётный мост арочного типа, конструкция которого разработана совместно ФГУП «ВИАМ» ГНЦ РФ и АО «НИИГрафит», общий вид которой представлен на рисунке 11.

Мост расположен в районном поселении Языково Ульяновской области – в месте пресечения с ручьём Соловей, длина пролёта 11,98 м, стрела подъёма 1,62 м, мост способен выдерживать нагрузку до 100 т. Несущие конструкции автомобильного моста – арочные элементы из замкнутого композитного профиля круглого трубчатого сечения, заполненные бетоном [76].



Рисунок 11. Фотографии автомобильного однопролётного арочного моста в районном поселении Языково Ульяновской области [76].

1.5. Применение полимерных композитов для выполнения усиления строительных конструкций

В Российской Федерации композитные материалы также применяются для выполнения усиления железобетонных, стальных, каменных и деревянных конструкций. Известны следующие нормативные документы, определяющие порядок расчёта и правила выполнения усиления полимерными композитами:

– СП 164.1325800.2014. «Усиление железобетонных конструкций композитными материалами. Правила проектирования» [111].

– СТО 38276489.001-2017. «Усиление железобетонных конструкций композитными материалами» [118].

– ОДМ 218.3.027-2013. «Рекомендации по применению тканевых композиционных материалов при ремонте железобетонных конструкций мостовых сооружений» [80].

– СТО 38276489.002-2017. «Усиление каменных и армокаменных конструкций композитными материалами. Проектирование и технология производства работ» [119].

– СТО 38276489.003-2017. «Усиление стальных конструкций композитными материалами. Проектирование и технология производства работ» [120].

Указанные нормативные документы регламентируют устройство внешнего армирования конструкции композитными материалами – установку наклеиванием на усиливаемую конструкцию изделий заводского изготовления из композитов, или послойное наклеивание термореактивными адгезивами изделий из непрерывного углеродного или стеклянного волокна с последующим отверждением однослойного или многослойного композитного материала. Также регламентируется при необходимости устройство защитного слоя, обеспечивающего защиту системы от воздействия повышенных температур, открытого пламени, ультрафиолетового излучения и механических повреждений [111].

В СП 164.1325800.2014 приняты для выполнения усиления железобетонных конструкций, как углепластики, так и стеклопластики, в остальных нормативных

документах регламентировано применение только углепластиков – систем внешнего армирования CarbonWrap, разработанных ООО «Нанотехнологический центр композитов» [83].

В предыдущем разделе проанализированы конструкции, выполненные полностью из стеклопластика, для такого типа композита минимальная толщина элемента должна быть не менее 7,0 мм. Особенность применения углеродных композитов заключается в малой толщине элементов усиления. Например, максимальная толщина ламелей системы внешнего армирования, разработанного АО «ЮМАТЕКС», составляет 1,4 мм [2], что в 5 раз меньше минимальной толщины стеклопластикового элемента. В таблице 8 представлены минимальные требования к физико-механическим свойствам композитных материалов, применяемых для усиления железобетонных конструкций.

Таблица 8. Характеристики материалов, составляющих систему внешнего армирования по СП 164.1325800.2014 [111]

Наименование показателя	Ламинаты, армированные стекловолокном	Ламинаты, армированные углеволокном
Прочность, МПа, не менее	520	1600
Модуль упругости, ГПа, не менее	15	150
Коэффициент линейного теплового расширения, °С ⁻¹		
- продольный	$(6\div 10)*10^{-6}$	$(-1\div 0)*10^{-6}$
- поперечный	$(19\div 23)*10^{-6}$	$(22\div 55)*10^{-6}$

Для адгезивов также установлены минимальные требования по физико-механическим свойствам [111]:

- коэффициент линейного теплового расширения $10*10^{-6}$ °С⁻¹;
- прочность при сдвиге не менее 10 МПа.

Коэффициент теплового расширения бетона - $10\div 14*10^{-6}$ °С⁻¹ [49], стали - $10\div 13*10^{-6}$ °С⁻¹ [49], стеклопластиков - $6\div 10*10^{-6}$ °С⁻¹ [111], углепластиков - $-1\div 0*10^{-6}$ °С⁻¹ [111], клеевых составов - $10*10^{-6}$ °С⁻¹ [111]. Очевидным является то, что наибольшая разница температурных деформаций возникает в случае усиления железобетонной или стальной конструкции углепластиком, ввиду значительной разницы коэффициента теплового расширения. В случае применения

стеклопластиков разница температурных деформаций выражена в меньшей степени. Полимерные композитные материалы, армированные волокном, обладают значительно меньшим коэффициентом теплового расширения, чем выполненные без армирования пластмассы.

В СП 164.1325800.2014 установлена методика расчёта железобетонных конструкций, усиленных композитными материалами. Аналогичная методика расчёта приведена в СТО 38276489.003-2017 [120], регламентирующей усиление стальных конструкций. Основными прочностными и деформационными характеристиками композитных материалов для расчёта конструкций являются нормативные значения [111]:

- сопротивления растяжению $R_{f,n}$;
- модуля упругости при растяжении $E_{f,n}$;
- предельных относительных деформаций $\varepsilon_{f,ult,n}$;
- коэффициента поперечной деформации $\mu_{f,n}$.

Нормативные значения определяются согласно результатам испытаний образцов. Расчётные значения модуля упругости и коэффициента поперечной деформации следует принимать равными их нормативным значениям. Расчётное значение композитного материала растяжению определяется по формуле [111]:

$$R_f = \frac{\gamma_{f1} * \gamma_{f2} * R_{f,n}}{\gamma_f} \quad (1.10)$$

где γ_f – коэффициент надёжности по композитному материалу, принимаемый при расчёте по предельным состояниям второй группы равным 1,0, а при расчёте по предельным состояниям первой группы равным:

1,2 – для углекомпозита;

1,8 – для стеклокомпозита.

γ_{f1} – коэффициент условий работы композитного материала, принимаемый по таблице 3 [111] в зависимости от типа композитного материала и условий эксплуатации конструкции;

γ_{f2} – коэффициент условий работы композитного материала, учитывающий сцепление с материалом усиления.

В СТО 38276489.003-2017 [120], регламентирующем расчёт усиления стальных конструкций композитными материалами, указано, что значение коэффициента γ_{f2} должно быть не более 0,9, однако расчётная формула для определения данного значения не приведена. Вероятнее всего, данное ограничение принято, опираясь на расчётные положения, изложенные в СП 164.1325800.2014 [111], где данное значение вычисляется по формуле:

$$\gamma_{f2} = \frac{1}{2,5 * \varepsilon_{f,ult}} * \sqrt{\frac{R_b}{n * E_f * t_f}} \leq 0,9 \quad (1.11)$$

где $\varepsilon_{f,ult}$ – значение предельных относительных деформаций композитного материала, определяемое по формуле (5.4) [111] при значении R_f , вычисленном по формуле (5.1) [111], при $\gamma_{f2} = 1,0$;

t_f – безразмерный параметр, численно равный значению толщины одного слоя композитного материала, мм;

E_f – модуль упругости композитного материала, МПа;

R_b – расчётное сопротивление бетона осевому сжатию, МПа.

Расчётное значение предельных относительных деформаций композитного материала следует вычислять по формуле:

$$\varepsilon_{f,ult} = \frac{R_f}{E_f} \quad (1.12)$$

Последующие расчёты усиленных конструкций ведутся согласно положениям нормативных документов, армирующий материал для усиления бетонных конструкций рассматривается в качестве дополнительной арматуры, в случае стальной конструкции – как дополнительный элемент сечения, параметры жёсткости которого приведены к параметрам жёсткости стали (приведённое сечение).

Композитные элементы крепятся к усиливаемой поверхности с применением клеевого соединения, образованного отверждённым термореактивным адгезивом, например на основе эпоксидных смол [111]. Эпоксидные смолы обычно прочнее бетона, поэтому зачастую разрушение клеевого соединения происходит по бетонной поверхности. В случае крепления композита к стальной поверхности возникает обратная ситуация, зачастую клеевое соединение разрушается адгези-

онно. Клеевое соединение композитного и стального элементов может быть выполнено как по всей площади стыкуемых поверхностей, так и на отдельных участках [154].

Известны исследования, посвящённые вопросам усиления стальных пластин композитными материалами, преимущественно углепластиком. В рамках исследований определено, что усиление композитными ламелями повреждённого трещиной участка стальной пластины, испытывающей растяжение, приводит к снижению концентрации напряжений в ней за счёт повышения её жёсткости. Толщина клеевого соединения является важным параметром, определяющим эффективность усиления стальной пластины, при этом увеличение толщины клеевого слоя приводит к умеренному росту концентрации напряжений в ней [160, 152]. При усилении стальных конструкций с повреждённой поверхностью, например, коррозией, прочность клеевого соединения может оказаться ниже проектной [163]. По этой причине важна первоначальная обработка усиливаемой поверхности стального элемента. Усиление стальной пластины композитными ламелями приводит к росту её несущей способности, жёсткости, устойчивости, при симметричном усилении пластины обеспечивается больший рост несущей способности, чем в случае одностороннего варианта усиления [164, 165].

В пункте 6.2.1. СП 164.1325800.2014 [111] указано, что при расчёте прочности нормальных сечений железобетонных элементов, деформации сдвига в клеевом слое не учитываются. В приложении А СТО 38276489.003-2017 [120] приведены примеры расчёта прочности клеевых соединений.

Существует множество исследований, посвящённых возможностям применения полимерных композитов для повышения несущей способности строительных конструкций, выполненных из традиционных материалов. За последние 7 лет в Российской Федерации опубликованы диссертационные исследования, посвящённые данной тематике, выполненные следующими авторами: Щуров Е.О. [145], Грибанов А.С. [45], Гасиев А.А. [22], Стоянов В.О. [122], Устинов А.М. [139].

Вклад в исследование вопроса повышения несущей способности строительных конструкций, в том числе стальных конструкций, за счёт применения композитных материалов, внесли учёные: Мухамедиев Т.А., Кузеванов Д.В., Иванов С.И., Фаликман В.Р., Шилин А.А., Картузов Д.В., Пшеничный В.А. [111], Туснин А.Р., Данилов А.И., Демьяненко А.И., Ушков В.А., Симаков О.А., Осипов П.В. [120], Трекин Н.Н., Кодыш Э.Н. [119], Yoresta F.S. [159], Buyukozturk O. [168], Dawood M. [171], Prabhu G.G. [172], Peiris N.A. [169], Zhang Z. [176], Sayed-Ahmed E.Y. [158], Ulger T. [173], Altaee M. [167], Colombi P., Baseti A., Nussbaumer A. [152], Lu Y., Li W., Li S., Li X., Zhu T [164] и др.

Исследованиями возможностей применения композитных материалов для усиления повреждённых конструкций занимались учёные: Saied R.O. [175], Lam C.C. [147], Al-Saidy A.H. [146], Miyashita T., Nagai M. [165], Ghafoori, E., Aljabar N.J., Zhao X.L., Al-Mahaidi R., Motavalli M., Koay Y.C. [160], Manalo A., Sirimanna S., Karunasena W., McGarva L., Falzon P [165].

Известны исследования, посвящённые вопросам обеспечения совместной работы традиционных материалов и полимерных композитов с применением болтовых и клеевых соединений, выполненные следующими авторами: Shield C.K. [162], Colombi P. [151], Qureshi J. [161], Okeil A. [149], Colombi P., Baseti A., Nussbaumer A. [152].

Большая часть из приведённых работ посвящена применению углепластиков в виде ламелей и приклеиваемых однонаправленных тканей. В работе [158] проанализирован эффект применения углепластиковых ламелей, укрепляющих стенку стальной однопролётной балки в уровне её нейтральной оси сечения. Согласно результатам исследования, применение композитных ламелей привело к росту критической нагрузки в диапазоне от 30% до 60% для случая стальной балки, работающей в упругой стадии.

В диссертационном исследовании [173] проанализированы варианты повышения локальной устойчивости приопорного отсека стальной стенки балки против действия касательных напряжений:

– за счёт укрепления стенки по всей площади приопорного отсека с двух сто-

рон плоскостными элементами, выполненными из углепластика (рост критической нагрузки потери устойчивости до 86%);

– за счёт укрепления стенки приопорного отсека одиночным и парным ребром, выполненным из стеклопластика (рост критической нагрузки до 50÷51%).

1.6. Основные принципы проектирования комбинированных конструкций, выполненных из стали и композитных материалов

Логичным развитием идеи применения полимерных композитных материалов в строительстве является разработка новых вариантов усиления эксплуатируемых строительных конструкций, в частности, стальных однопролётных балок. Совместное использование стали и композитного материала в составе балочной конструкции позволяет её проектировать как конструкцию комбинированного типа.

Комбинированная конструкция (или гибридная конструкция, конструкция композиционной структуры) – конструкция, выполненная из нескольких разнородных материалов, которые скомпонованы по всему её объёму рациональным образом, обеспечивающим их совместную работу. Применяемые разнородные материалы в составе конструктивного элемента должны взаимно дополнять друг друга в составе конструкции, сводя к минимуму их недостатки.

Комбинированные конструкции можно разделить на две категории:

- конструкции с внутренним усилением вспомогательным материалом;
- конструкции с внешним усилением вспомогательным материалом.

В конструкциях с внутренним типом усиления вспомогательный композитный материал размещается внутри стального замкнутого контура, воспринимающего большую часть внутреннего усилия. Возможно изготовление новой комбинированной конструкции указанного типа в заводских условиях, однако выполнение усиления конструкции, находящейся непосредственно в эксплуатации, весьма затруднительно и не рационально. В процессе выполнения исследования по теме диссертации дополнительно разработано новое запатентованное конструктивное решение комбинированной балки с внутренним усилением композитным матери-

алом, представленным в приложении 1.

В отличие от конструкций с внутренним типом усиления вспомогательным материалом возможно выполнить внешнее усиление стальных балок композитными материалами. Функциональное назначение вспомогательного композитного элемента заключается в повышении несущей способности и повышении устойчивости комбинированной конструкции. Как правило, в конструкциях подобного типа элементы из разнородных материалов изготавливаются отдельно друг от друга, после чего соединяются в единую конструкцию с применением соединительных элементов, таких как: болты, нагели, заклёпки, клеевые соединения, упоры.

Проектирование комбинированных конструкций выполняется согласно общеизвестным законам и принципам строительной механики. Комбинированные конструкции выполняются из материалов, имеющих разный модуль упругости, поэтому для оценки распределения действующих в расчётном сечении напряжений следует применять метод расчёта балок разнородной упругости [49, с.286]. Метод заключается в расчёте всех геометрических параметров разнородных элементов сечения конструкции, с последующим их приведением к материалу одного типа, как правило, имеющего наибольший модуль упругости.

После определения геометрических параметров сечения, приведённого к выбранному типу материала, рассчитываются величины действующих в расчётном сечении нормальных и касательных напряжений. Для последующего определения величины напряжений, действующих в материалах с разными модулями упругости, выполняется дополнительный пересчёт значений вычисленных напряжений.

Формулы расчёта приведённых геометрических параметров сечения комбинированной балки, состоящей из двух материалов с разными модулями упругости, методом расчёта конструкций разнородной упругости [49]:

$$F_1^{\text{прив.}} = F_1 + F_2 * \frac{E_2}{E_1} \quad (1.13)$$

$$S_1^{\text{прив.}} = S_1 + S_2 * \frac{E_2}{E_1} \quad (1.14)$$

$$a = F_1^{\text{прив.}} / S_1^{\text{прив.}} \quad (1.15)$$

$$I_1^{\text{прив.}} = I_1 + I_2 * \frac{E_2}{E_1} \quad (1.16)$$

где F_1, S_1, I_1 – площадь, статический момент и момент инерции материала с большим модулем упругости, к которому приводятся геометрические параметры второго материала с меньшим модулем упругости;

F_2, S_2, I_2 – площадь, статический момент и момент инерции части сечения, выполненного из материала с меньшим модулем упругости;

$F_1^{\text{прив.}}, S_1^{\text{прив.}}, I_1^{\text{прив.}}$ – площадь, статический момент и момент инерции всего приведённого сечения;

a – расстояние от центра тяжести приведённого сечения до выбранной оси.

Значения действующих напряжений в рассчитываемом сечении:

$$\sigma_1^{\text{прив.}} = \frac{M}{I_1^{\text{прив.}}} * y_{\text{сеч.}} \quad (1.17)$$

$$\sigma_2 = \sigma_1^{\text{прив.}} * \frac{E_2}{E_1} \quad (1.18)$$

$$\tau_1^{\text{прив.}} = \frac{Q * S_1^{\text{прив.}}}{I_1^{\text{прив.}} * t_1^{\text{прив.}}} \quad (1.19)$$

$$\tau_2 = \tau_1^{\text{прив.}} * \frac{E_2}{E_1} \quad (1.20)$$

$$t_1^{\text{прив.}} = t_1 + t_2 * \frac{E_2}{E_1} \quad (1.21)$$

где $y_{\text{сеч.}}$ – расстояние от нейтральной оси до рассчитываемой точки поперечного сечения;

M, Q – величины внутренних усилий, действующих в сечении;

t_1, t_2 – ширина разнородных элементов сечения;

$t_1^{\text{прив.}}$ – ширина приведённого сечения;

$\sigma_1^{\text{прив.}}, \tau_1^{\text{прив.}}$ – значения напряжений, действующих в материале, с большим модулем упругости, к которому приводятся геометрические параметры второго материала с меньшим модулем упругости;

σ_2, τ_2 – значения напряжений, действующих в материале приведения.

Применение метода расчёта балок разнородной упругости позволяет определить распределение напряжений по высоте сечения, скомпонованного из разных материалов. При известных значениях напряжений появляется выполнить

проверку несущей способности балки по первой и второй группам предельного состояния:

- проверка несущей способности и устойчивости элемента, выполненного из основного несущего материала;
- проверка несущей способности и устойчивости элементов из разнородных вспомогательных материалов, усиливающих и повышающих устойчивость элемента из основного несущего материала;
- расчёт и проверка несущей способности соединений, обеспечивающих совместную работу разнородных материалов как единой конструкции;
- проверки второй группы предельного состояния, по определению пригодности конструкции к нормальной эксплуатации.

Если проверки несущей способности не выполняются, требуется изменение:

- расчётной схемы конструкции;
- видов применяемых материалов – несущего и вспомогательного;
- геометрических параметров проектируемого сечения, изменение конфигурации сечения конструкции;
- компоновки вспомогательного усиливающего материала по объёму конструкции, увеличение толщин вспомогательных элементов и пр.

1.7. Выводы по главе 1, цели и задачи исследования

1) В строительной отрасли композитные материалы широко применяются как для выполнения усиления существующих конструкций, так и для возведения новых несущих строительных конструкций. В Российской Федерации действуют нормативные документы, определяющие порядок расчёта и проектирования композитных элементов для обоих случаев их применения.

2) Усиление строительных конструкций композитными материалами осуществляется послойным приклеиванием препрегов – тонких слоёв композитного материала друг на друга. Альтернативой указанному варианту усиления является применение предварительно изготовленных композитных элементов готовой формы: а) линейный профиль (угловое, тавровое сечения и др.); б) плоскостные элементы – пластины.

3) Рост в последнее десятилетие промышленной базы по производству композитных элементов готовой формы с применением технологий прессования и пултрузии позволяет расширить область их применения в строительной отрасли. Этому способствует высокая эффективность и технологичность применения готовых композитных элементов для выполнения усиления строительных конструкций, обусловленная лёгкостью их монтажа в сравнении с послойным приклеиванием препрегов.

4) Использование композитных готовых элементов в виде уголков и пластин рационально для повышения устойчивости стенки стальной балки, в связи с возможностью повышения её жёсткости как на локальном участке, так и по всей её площади. Соединение элементов с разным модулем упругости в единую конструкцию можно выполнить с применением как клеевых, так и болтовых соединений.

Учитывая вышеизложенное, целью исследования является экспериментально-теоретическое обоснование целесообразности усиления стальных однопролётных балок элементами, выполненными из полимерных волокнисто-армированных композитов, с совершенствованием методики расчёта.

Для достижения поставленной цели определены следующие **задачи**:

1) Выполнить анализ известных технических решений комбинированных балок с оценкой возможностей применения полимерных волокнисто-армированных композитных материалов для усиления стенок стальных однопролётных балок.

2) Провести экспериментальные исследования работы стальных однопролётных балок, стенка которых усилена композитными элементами с целью повышения её устойчивости, а также оценить их влияние на величину критической нагрузки потери устойчивости.

3) На основе выполненного анализа и результатов экспериментальных исследований разработать новое конструктивное решение однопролётной стальной балки, стенка которой усилена композитными элементами с целью повышения её устойчивости.

4) Исследовать особенности напряжённо-деформированного состояния разработанного технического решения стальной балки с применением аналитического и численных методов.

5) Выполнить оценку технико-экономической эффективности по критерию себестоимости на примере изготовления двух вариантов усиления стальной стенки двутавровой балки: с применением системы продольных и поперечных рёбер, а также с применением композитных элементов.

ГЛАВА 2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЁННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ СТАЛЬНЫХ БАЛОК С ВНЕШНИМ УСИЛЕНИЕМ КОМПОЗИТНЫМИ ЭЛЕМЕНТАМИ

2.1. Постановка задачи экспериментального исследования

При нарушении правил эксплуатации здания или сооружения возможно развитие дефектов, имеющих в конструкциях, с появлением и последующим развитием повреждений в ней. Также изменение условий эксплуатации конструкции, увеличение действующих на неё внешних сил, - все указанные факторы могут привести к необходимости выполнения её усиления. Усиление стальных балок, как правило, предполагает частичную либо полную остановку производственного процесса в части здания. Зачастую остановка производственного процесса в зданиях с круглосуточным режимом работы невозможна, соответственно на возможности усиления стальных балок традиционными методами накладываются значительные ограничения.

Возможным вариантом усиления стальных балок в указанных ситуациях является применение композитных материалов. Одним из преимуществ применения композитных элементов является возможность использования клеевых соединений для их крепления к усиливаемой конструкции. Данный вариант крепления наиболее перспективен при выполнении усиления эксплуатируемых стальных конструкций, ввиду отсутствия необходимости производства сварочных работ или работ по высверливанию отверстий под болтовые соединения, которые должны крепить элемент усиления к усиливаемой стальной балке. Применение клеевых соединений позволяет выполнить усиление стальных конструкций без остановки производственных процессов в здании. Помимо этого, также остаётся возможность применения болтовых соединений для крепления композитных элементов к усиливаемой стальной конструкции.

Применение композитных материалов для усиления строительной конструкции преимущественно сосредоточено вокруг повышения её несущей способности, сопротивления действующим в ней внутренним усилиям. В описанном случае композитные материалы в составе конструкции воспринимают часть дей-

ствующих в ней внутренних усилий. Наиболее распространённым примером является приклеивание углепластиковых ламелей к растянутому поясу стальной двутавровой балки, которые при нагружении конструкции начинают воспринимать часть растягивающих напряжений. Подобный вариант усиления предполагает ситуацию, при которой устойчивость элементов стальной балки обеспечена, но её несущая способность не достаточна для восприятия внешней нагрузки.

В случае стальных двутавровых балок составного сечения изменение условий эксплуатации или появление и развитие повреждений, например, коррозия стальной стенки, приводят к росту действующих в стенке балки напряжений. Основная опасность в описанном случае заключается в возможности потери устойчивости стальной стенки балки, с развитием её боковой деформации. Потеря устойчивости стенки приводит к изменению формы сечения балки, уменьшению его геометрических параметров, из-за чего происходит рост значений напряжений, действующих в балке. Следует также отметить, что при потере локальной устойчивости стенки, верхний пояс балки изменит своё положение, конструкции, опирающиеся на этот пояс, также приобретут дополнительную деформацию, что может привести к их повреждению.

С целью предотвращения описанной ситуации следует выполнить усиление стенки балки с целью обеспечения её локальной устойчивости, для чего могут быть применены элементы, выполненные из композитных материалов. Композитными элементами возможно выполнить усиление как стенок балок 1-го, так и 2-го класса (балок с гибкими стенками). В случае балок 1-го класса усиление стенки композитными элементами может быть необходимым в случае сварных составных сечений с высокой условной гибкостью стенки.

Для определения возможностей применения элементов, выполненных из композитных материалов, с целью усиления стальных однопролётных балок, в частности, повышения локальной устойчивости их стенок, выполнено экспериментальное исследование. Задача исследования заключается в оценке изменения критической нагрузки, при которой происходит потеря устойчивости стальной стенки однопролётной балки: как в случае балки, выполненной без усиления, так

и в случае её усиления композитными элементами.

Изготовлены и испытаны 3 варианта однопролетных балок:

- стальная двутавровая балка, выполненная без усиления;
- стальная двутавровая балка, стенка которой в процессе нагружения усилена композитными рёбрами из уголкового профиля;
- стальная двутавровая балка, стальная стенка которой усилена плоскостными композитными элементами прямоугольной формы, смонтированными с её обеих сторон.

2.2. Планирование и подготовка экспериментального исследования

Предметом исследования является изменение величины боковой деформации стенки балки в зависимости от величины действующей внешней нагрузки. При проведении испытаний в качестве критической нагрузки потери устойчивости принято значение внешней силы, при которой величина боковой деформации достигает значения:

$$a > 0,003 * H = 0,003 * 400 \text{ мм} = 1,2 \text{ мм} \quad (2.1)$$

где a – выгиб (боковая деформация) стенки балки;

H – высота стенки балки.

Приведённая формула определяет величину допустимого дефекта, боковой деформации стенки балки. Если боковая деформация оказывается выше вычисленного значения, то балка либо не принимается в эксплуатацию, либо необходимо выполнить усиление её стенки, в соответствии с:

- ГОСТ 23118-2019 «Конструкции стальные строительные. Общие технические условия», в пункте 1.5 таблицы Б.1. обязательного приложения Б [29];
- РД 153-34.1-21.530-99 «Методические указания по обследованию строительных конструкций производственных зданий и сооружений тепловых электростанций. Часть 2», в пункте 32 таблицы приложения 2 [103].

Для проведения экспериментального исследования принята стальная однопролётная балка 2-го класса в связи с наличием ограничений, вызванными особенностями конструктивного устройства испытательного стенда, такими как:

- предельная величина пролёта балки не более 2,5 м;
- предельная высота балки не более 450 мм;
- тип нагружения - сосредоточенная нагрузка, приложенная в середине пролёта балки, имеющая величину не более 3 тс.

При имеющихся начальных условиях, таких как малый пролёт балки и малая величина действующей сосредоточенной нагрузки, исследование потери устойчивости стенки и развития её боковой деформации возможно только в случае балки с высокой условной гибкостью стенки.

Экспериментальное исследование выполнено для 3 вариантов однопролётных балок. Форма и параметры сечения стальной двутавровой балки, выполненной как без усиления, так и с усилением композитными материалами, остаются постоянными во всех вариантах испытаний. Параметры сечения приведены в таблице 9 и на рисунке 12. Размеры сечения стальной части балки подобраны, исходя из результатов предварительных расчётов в ПК Ansys [61] - линейной потери устойчивости усиленной композитными материалами стенки балки без учёта её начальных несовершенств, таким образом чтобы потеря устойчивости усиленной стенки происходила при значении внешней сосредоточенной нагрузки до 3 тс.

Таблица 9. Параметры конструкции.

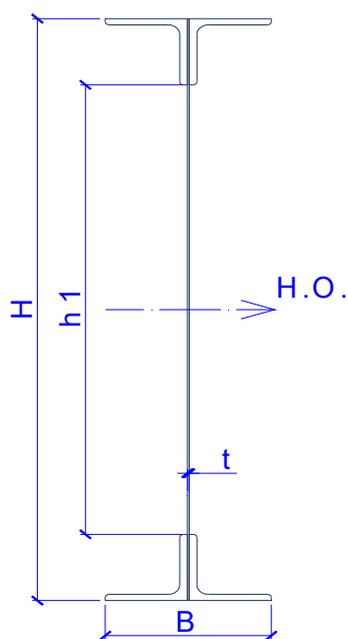


Рисунок 12. Сечение стальной части балки

Расчётные характеристики	
H сеч. = 400 мм	t = 0,7 мм
L пролёт. = 1,85 м	$\lambda_w = 480$
L / H = 4,625	$\bar{\lambda}_w = 14,8$
B сеч. = 64,7 мм	
t = 0,7 мм	
h ₁ = 336 мм	
A _{сеч.} = 1025,52 мм ²	
I _{сеч.х} = 31016860 мм ⁴	
I _{сеч.у} = 135227 мм ⁴	
h _{н.о.} = 0,200 м	
W _{сеч.х} = 155084 мм ³	
E _{стали} = 206000 МПа	

Балка имеет составное сечение, общая длина конструкции – 2,2 м.

Стенка балки выполнена из холоднокатаного листа толщиной 0,7 мм, высотой 400 мм, марка стали 08пс, что соответствует группе прочности K270В, где: $R_u = 270 \div 410$ МПа [27]; $R_{0,2} = 196$ МПа [23].

Пояса балки выполнены из спаренных стальных горячекатаных равнополочных уголков размером 32x32x3 мм, из стали обычного качества ст3, что соответствует марке стали – С235 [33].

Каждая балка в процессе испытания оперта на 2 стойки испытательного стенда. По верху стоек смонтированы опорные столики из швеллеров, на которые сверху установлены стальные распределительные пластины размером 70x30 мм и толщиной 10 мм, общий вид опорного узла представлен на рисунке 13. Балки оперты на распределительные пластины сверху, каждый из уголков нижнего пояса имеет площадку опирания шириной 14,5 мм, длиной 70 мм.



Рисунок 13. Узел опирания нижнего пояса стальной балки.

Посередине между стойками стенда смонтирована стальная рама с расположенным сверху нагрузочным устройством механического вращательного типа. К 2-м вертикальным стержням рамы дополнительно закреплён деревянный брус, к которому смонтированы стержни из алюминиевого профиля квадратного сечения. Их назначение – обеспечение общей устойчивости стальной балки в середине её пролёта.

Конструкции испытательного стенда закреплены на неподвижное недеформируемое основание, выполненное из 3 стальных двутавровых балок сечением

№30 Б2 [31], смонтированных в одном уровне по высоте, опирающихся на несущие стены здания. Схема испытательного стенда представлена на рисунке 14, общий вид - на рисунке 15.

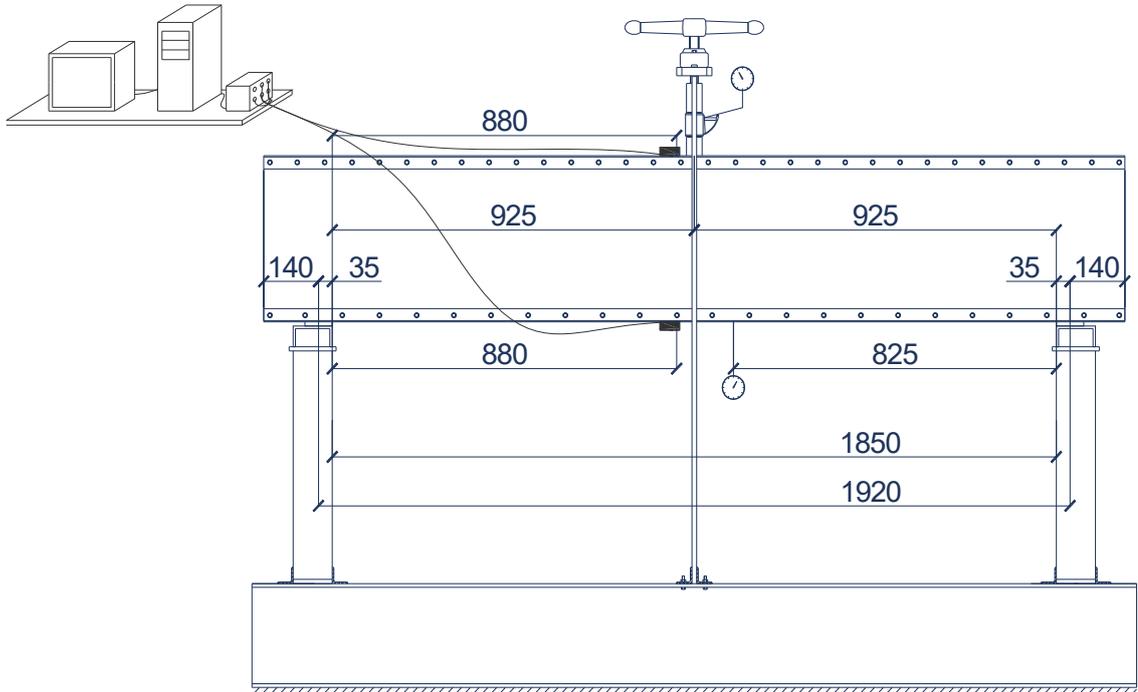


Рисунок 14. Схема испытательного стенда.



Рисунок 15. Общий вид испытательного стенда с установленной на него балкой.

Для обеспечения общей устойчивости балки дополнительно выполнено раскрепление её сжатого верхнего пояса над опорными участками из плоскости действующего изгибающего момента. Для этого применены упоры из алюминиевого

профиля, жёстко зафиксированные на отдельных стойках, которые закреплены к кирпичной кладке несущей стены здания. Общий вид упоров представлен на рисунках 16 и 17.



Рисунок 16. Раскрепление верхнего пояса балки над левой опорой из плоскости действия М изг.



Рисунок 17. Раскрепление верхнего пояса балки над правой опорой.

Дополнительно смонтированы стальные упоры, фиксирующие нижний пояс балки на опорных участках в проектном положении, что представлено на рисунке 18.



Рисунок 18. Раскрепление нижнего пояса из плоскости балки стальными упорами.

К верхнему поясу балки приложена сосредоточенная вертикальная нагрузка, действующая в середине пролёта конструкции. Нагрузка создаётся путём вращения вала нагрузочного устройства, опирающегося торцом сверху на механический образцовый переносной динамометр 3-го разряда сжатия ДОСМ 3-3 с индикатором измерения часового типа. Общий вид динамометра представлен на ри-

сунке 19.



Рисунок 19. Динамометр ДОСМ 3-3 с индикатором измерения часового типа.

Динамометр установлен на распределительную стальную пластину, размером 70x30 мм, толщиной 10 мм, опирающуюся на верхний пояс балки таким образом, чтобы действующая нагрузка равномерно была распределена на оба уголка верхнего пояса балки. Размеры площадки передачи нагрузки на каждый из уголков балки от распределительной пластины – 14,5x70 мм.

При проведении каждого испытания выполнено измерение нормальных напряжений, действующих в полках верхнего и нижнего поясов балки с применением тензорезисторов, подключённых к тензостанции (универсальному переносному многоканальному измерительно-вычислительному комплексу МИС-036 с модулями для работы с тензометрическими датчиками МС-212).

При проведении испытаний по мере нагружения балки в её поясах возникает продольная деформация, приводящая к деформации каждого тензорезистора, изменению их сопротивлений, измеряемых тензостанцией. Тензорезисторы прикреплены к поясам балки в середине её пролёта, на расстоянии 50 мм от места приложения действующей сосредоточенной нагрузки, схема их крепления приведена на рисунке 14.

Для измерения значений вертикальной деформации к полке уголка нижнего пояса балки на расстоянии 60 мм от середины её пролёта закреплён прогибомер 6-ПАО-0,01, схема его расположения приведена на рисунке 14.

Верхний и нижний пояса балки выведены в общую вертикальную плоскость, определенную для каждого расчётного случая отдельно с применением лазерного тахеометра Sokkia SET 650 RX. Проверка вертикальности поясов балки выполнена при её установке на испытательный стенд, а также непосредственно перед проведением контрольного испытания. Регулировка положения поясов относительно друг друга выполнена за счёт изменения положения алюминиевых упоров, обеспечивающих общую устойчивость балки над опорными участками.

Для оценки изменения боковой деформации стенки балок на каждом из трёх контролируемых участков установлен индикатор измерения деформации часового типа. Датчики во всех вариантах испытаний установлены в одних и тех же точках, для возможности последующего сопоставления выполненных измерений.

Стальная стенка балки, принятой для проведения испытания, выполнена без укрепления вертикальными рёбрами, без деления на отдельные отсеки. Определяющими потерю устойчивости стальной стенки балки, а также развитие её боковой деформации, являются действующие в ней напряжения. При совместном действии сжимающих нормальных и касательных напряжений потеря устойчивости стенки балки происходит раньше, чем в случае действия одного компонента напряжений.

Для случая стенки стальной балки можно выделить 3 участка, на которых необходимо измерение боковой деформации, вызванной совокупным действием напряжений:

- под местом приложения сосредоточенной нагрузки – совместное действие сжимающих напряжений σ_x , σ_{loc} и касательного напряжения τ ;
- над опорным участком балки – совместное действие сжимающего напряжения $\sigma_{loc} * 0,5$ (от опорной реакции) и касательного напряжения τ ;
- участки, расположенные между опорными сечениями и местом приложения нагрузки – совместное действие сжимающих напряжений σ_x и касательного напряжения τ , либо только действие касательного напряжения τ .

Для измерения боковой деформации приняты 3 сечения по всей длине балки: 1) под местом действия сосредоточенной нагрузки; 2) над каждой из её опор.

Совокупность напряжений, действующих в стенке на промежуточных участках, расположенных между указанными сечениями, в меньшей степени оказывает влияние на устойчивость стенки балки.

Верхняя и нижняя части стенки балки зацементированы поясными уголками, ограничивающими развитие её боковой деформации. По этой причине измерение значений боковой деформации выполнено:

- в верхней четверти стенки по её высоте в месте приложения сосредоточенной нагрузки;
- в нижней четверти стенки по её высоте над каждой из опор балки.

Схема расположения датчиков измерения представлена на рисунках 20 и 21.

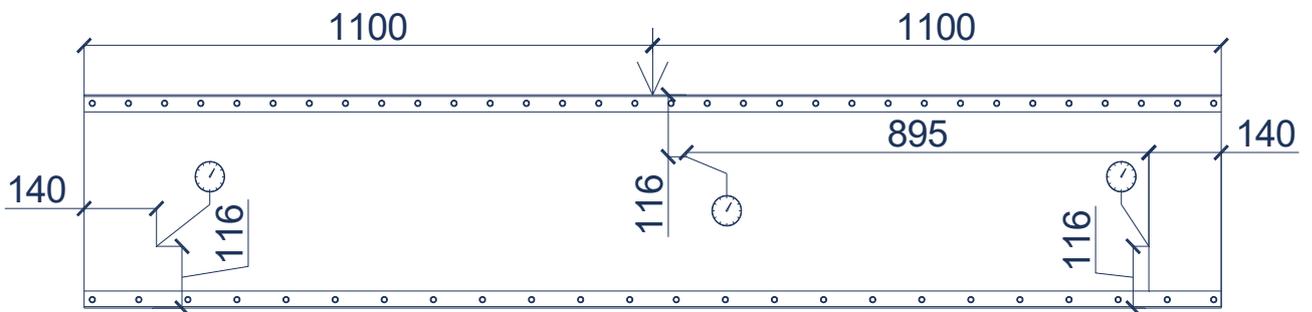


Рисунок 20. Схема расположения датчиков для измерения боковой деформации стенки балки во всех вариантах испытаний.



Рисунок 21. Расположение датчиков измерения боковой деформации стенки балки, укреплённой плоскостными композитными элементами прямоугольной формы.

Перед проведением контрольного испытания для каждого варианта балки дважды выполнено неполное нагружение конструкции до 30% от величины расчётной критической нагрузки с её последующим разгрузением, цель которого заключается в стабилизации имеющейся начальной деформации стенки балки. Затем выполнены измерения боковой начальной деформации стенки балки в её разгруженном состоянии в 5 вертикальных сечениях по длине балки, показанных на рисунке 22:

- над опорными участками;
- в месте приложения нагрузки;
- в 2 промежуточных сечениях.

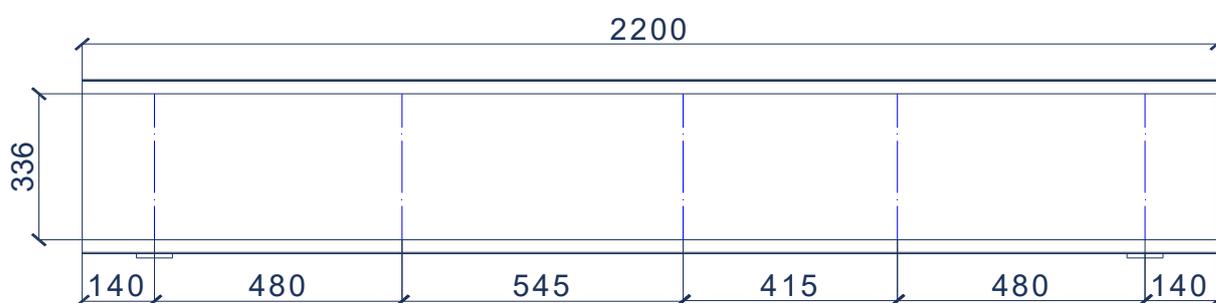


Рисунок 22. Вертикальные сечения, на которых измерена начальная боковая деформация стенки балки.

Для измерения начальной боковой деформации стенки применена натянутая прямая латунная нить, которая крепилась к вертикальным полкам уголков верхнего и нижнего поясов балки. Перед началом каждого контрольного испытания во всех 5 сечениях стенки балки измерена её начальная боковая деформация в 5 точках по высоте, расположенные на равном расстоянии друг от друга. Для выполнения измерений боковой деформации применён двусторонний штангенциркуль с глубиномером [28].

После выполнения сборки конструкции выполнялось её размещение на испытательном стенде, с последующим раскреплением из плоскости действия изгибающего момента и установкой индикаторов измерений. После подключения тензорезисторов и начала записи измерений действующих нормальных напряжений в поясах балки, производилось поэтапное увеличение расчётной нагрузки. Средний

шаг изменения значения сосредоточенной нагрузки принят равным $24 \div 60$ кгс. Перед выполнением снятия данных с датчиков изменений боковой деформации приложенная нагрузка выдерживалась не менее 100 секунд на каждом этапе нагружения.

Испытания проведены согласно алгоритму, представленному на рисунке 23. Критерий остановки выполнения испытания и его завершения с разгрузением конструкции заключается – в значительном приросте боковой деформации стенки балки или её прогиба при увеличении значения действующей нагрузки на постоянную величину шага измерения, отличающемся от предыдущих этапов нагружения.

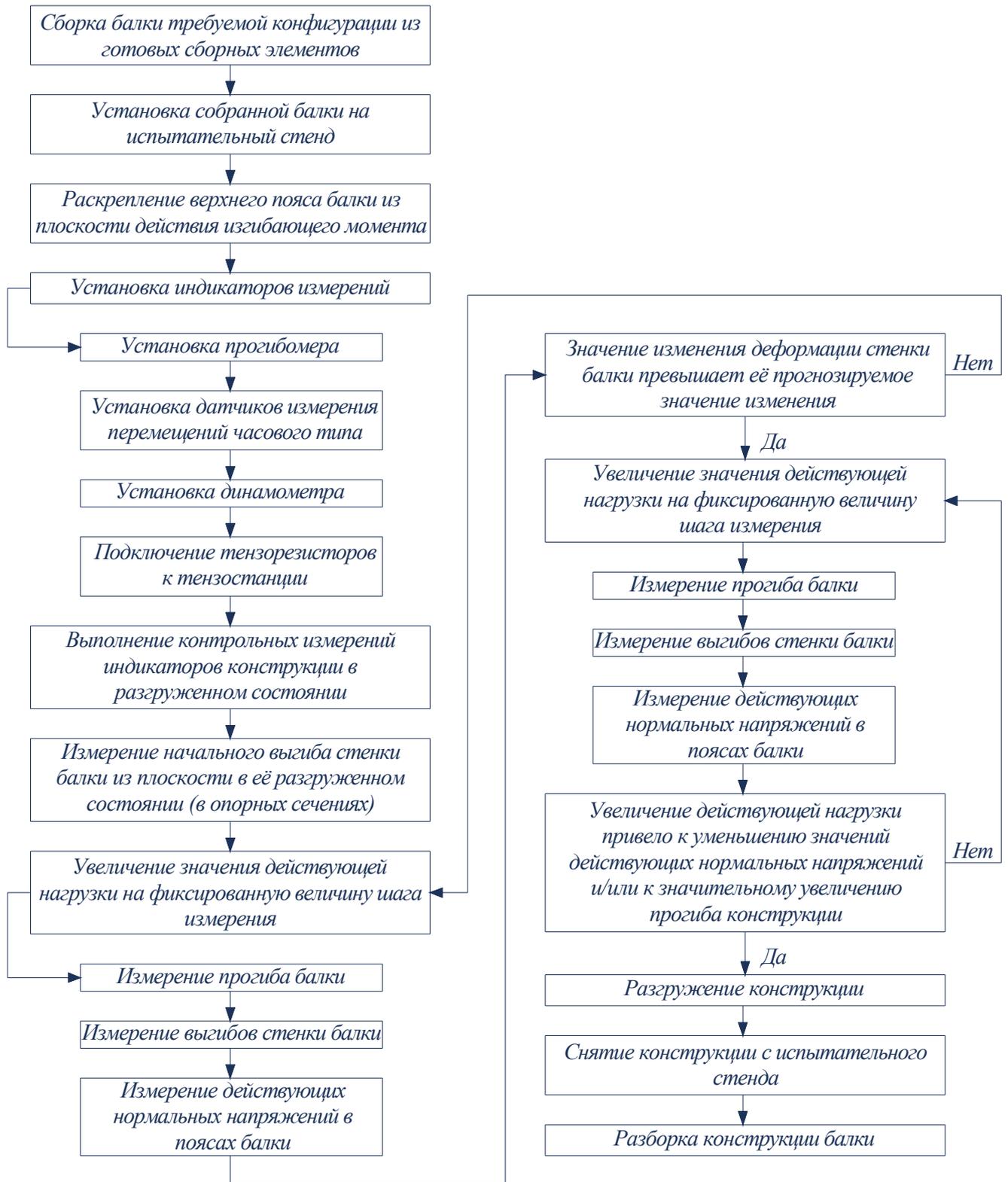


Рисунок 23. Алгоритм проведения экспериментального исследования балки.

2.3. Результаты испытания стальной балки, выполненной без усиления

Первый вариант балки, принятой для проведения испытания – стальная балка, выполненная без усиления, её общий вид показан на рисунках 24 и 25. Результаты испытаний приведены на рисунках 26 ÷ 31 и в приложении 4.1.



Рисунок 24. Схема стальной балки, выполненной без усиления стенки.



Рисунок 25. Общий вид стальной балки перед проведением испытания.

Перед началом проведения испытания стальной балки выполнено измерение начальной боковой деформации стенки – начального несовершенства испытываемой конструкции, представленного на рисунке 26.

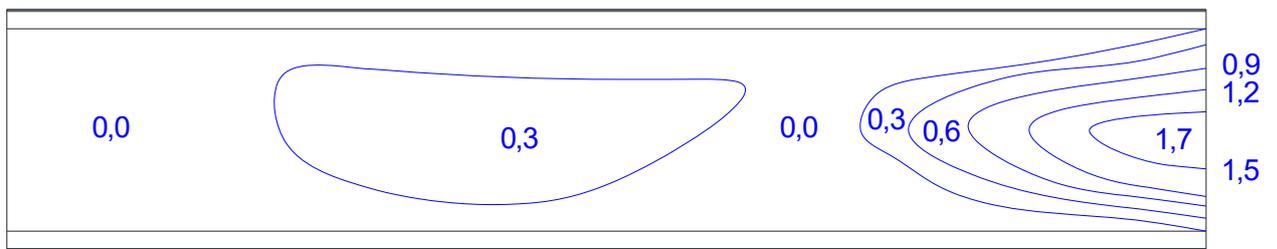


Рисунок 26. Начальная боковая деформация стенки балки, отклонение стенки от вертикальной плоскости, в которой действует изгибающий момент, [мм].

Стенка балки имеет начальную боковую деформацию над правой опорой испытательного стенда 1,3 мм ($\Delta_0 = 1,3$ мм), в середине пролёта балки - 0,3 мм ($\Delta_0 = 0,3$ мм). Измеренные значения начальной боковой деформации стенки балки учтены при построении графиков функции изменения боковой деформации от изменения значения действующей нагрузки.

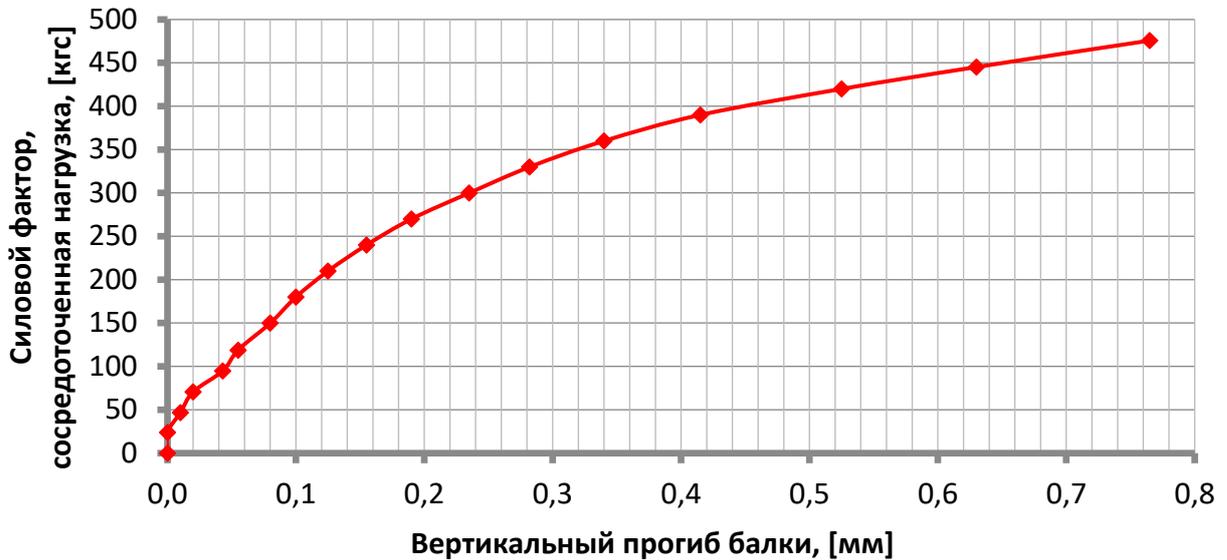


Рисунок 27. График функции роста вертикальной деформации балки (прогиб).



Рисунок 28. График функции роста боковой деформации стенки балки (над правой опорой).



Рисунок 29. График функции роста боковой деформации стенки балки (в месте действия силы).

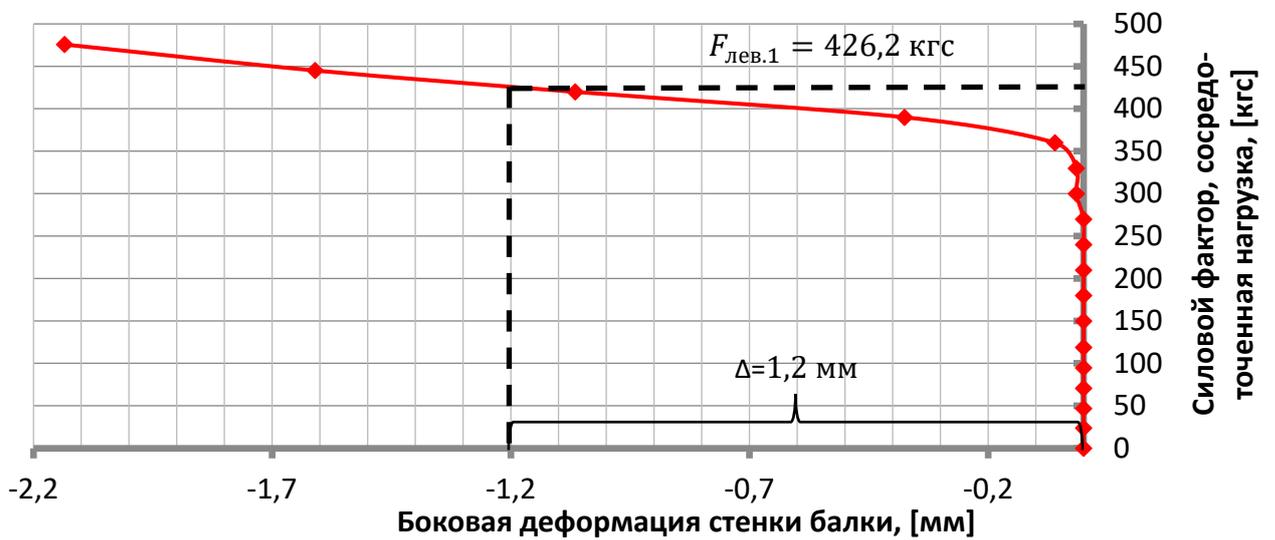


Рисунок 30. График функции роста боковой деформации стенки балки (над левой опорой).

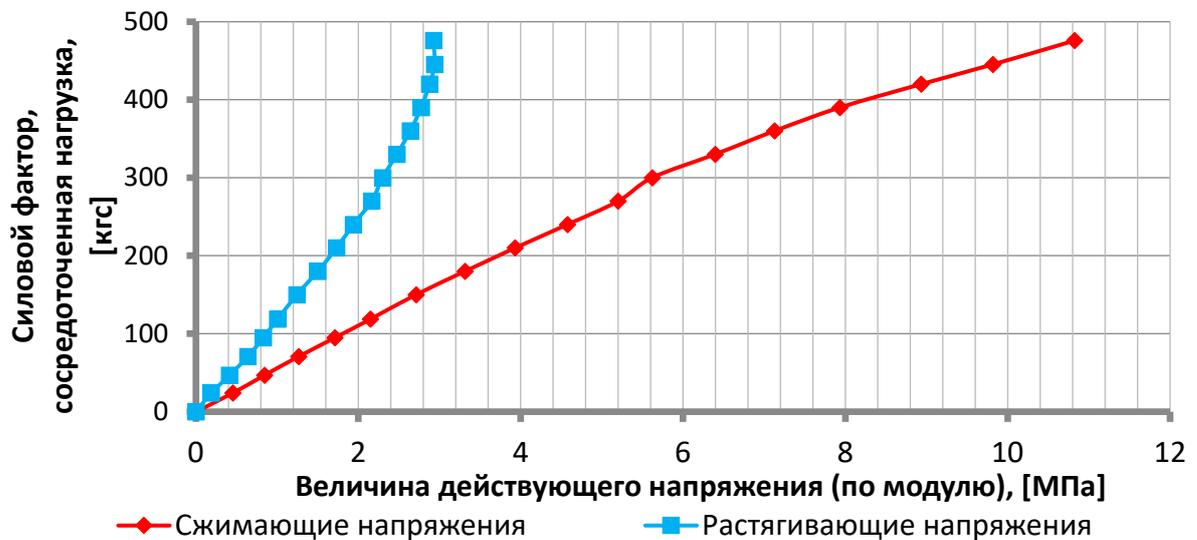


Рисунок 31. График функции роста значений нормальных напряжений (по модулю), действующих в нижнем растянутом и верхнем сжатом поясах балки.

Анализ результатов испытания:

1) В начале испытания при первом приложении сосредоточенной нагрузки к верхнему поясу составной балки происходит прижим стальной распределительной пластины под динамометром, что приводит к незначительному изменению положения сжатого пояса балки. В связи с этим начальная боковая деформация стенки балки частично компенсируется:

- в сечении над правой опорой на 0,16 мм;
- в месте приложения нагрузки на 0,3 мм.

2) Величина критической нагрузки, при достижении которой происходит потеря устойчивости стенки балки, после чего происходит развитие боковой деформации стенки:

- для сечения, расположенного над правой опорой: $F_{\text{прав.0}} = 118,8$ кгс;
- для сечения, расположенного в середине пролёта балки: $F_{\text{центр.0}} = 70,8$ кгс;
- для сечения, расположенного над левой опорой: $F_{\text{лев.0}} = 330$ кгс.

3) Величина критической нагрузки, при которой боковая деформация стенки достигает своего предельного допустимого значения в 1,2 мм, составляет:

- для сечения, расположенного над правой опорой: $F_{\text{прав.1}} = 263,87$ кгс;
- для сечения, расположенного в середине пролёта балки: $F_{\text{центр.1}} = 367,1$ кгс;
- для сечения, расположенного над левой опорой: $F_{\text{лев.1}} = 426,2$ кгс.

4) Скорость изменения значения вертикального прогиба балки на начальном этапе нагружения конструкции (до значения $F = 263,87$ кгс) отличается от скорости изменения прогиба последующего этапа нагружения. В конце начального этапа нагружения вертикальная деформация конструкции составила $f_{\text{нач.}} = 0,183$ мм при достижении нагрузкой значения в $F = 263,87$ кгс.

При дальнейшем нагружении конструкции до значения $F = 475,8$ кгс итоговый прогиб нижнего пояса балки составил 0,765 мм. Это означает, что дополнительное увеличение действующей нагрузки на величину $\Delta F = 211,93$ кгс привело к значительно большему росту прогиба конструкции $\Delta f = 0,582$ мм, чем в случае

начального этапа нагружения.

5) В сжатом поясе балки происходит более интенсивный рост напряжений, чем в растянутом поясе. Чем выше значение действующей нагрузки, тем в большей степени нагружен сжатый пояс, одновременно с этим в растянутом поясе напряжения практически перестают нарастать.

Результаты численного расчёта испытанной стальной балки.

Дополнительно построена модель балки, а также выполнен её расчёт в программном вычислительном комплексе Ansys. Расчётная модель стальной балки рассчитана с учётом начальной боковой деформации стенки, измеренной перед проведением испытания, представленной на рисунке 26. Общий вид расчётной модели балки представлен на рисунке 32.

Все модели испытываемых балок выполнены из конечных объёмных элементов тетраэдрической формы. С целью упрощения процедуры разбивки моделей всех балок, в том числе усиленных композитными материалами, на конечные элементы, выполнено их построение из отдельных составных частей – пластин и уголков, соединенных которых выполнено друг с другом неразрывным, тем самым обеспечивая их совместную работу.

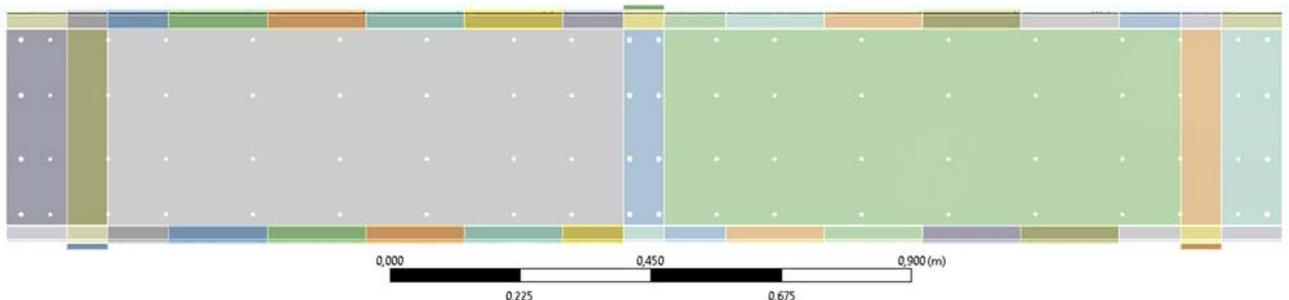


Рисунок 32. Общий вид модели стальной балки, выполненной без усиления стенки.

Для обеспечения передачи расчётной нагрузки на верхний пояс испытываемых балок дополнительно смоделирована стальная распределительная пластина размерами – 70x30x10 мм, её общий вид представлен на рисунке 33. Сопряжение контактных поверхностей пластины и стальных уголков предусматривает возможность их горизонтального смещения относительно друг друга, при этом их отрыв друг от друга не допускается. За счёт этого распределительная пластина

только передаёт приложенную к ней сосредоточенную нагрузку на уголки верхнего пояса балки, при этом не воспринимая внутренние усилия, возникающие в балке.

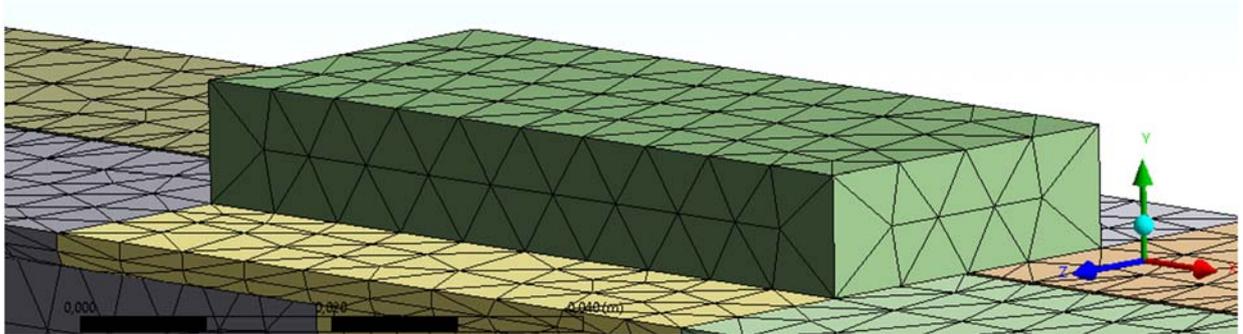


Рисунок 33.Общий вид распределительной пластины, опирающейся на верхний пояс балки.

Как было отмечено ранее, опирание стальной однопролётной балки выполнено через стальные распределительные пластины размером – 70x30x10 мм. Пластины смонтированы на неподвижные стойки испытательного стенда. В расчётной модели также смоделировано опирание нижнего пояса балки на опорах через стальные распределительные пластины, представленные на рисунке 34. При выполнении расчётов принято, что левая опора балки шарнирно-неподвижная, правая – шарнирно-подвижная.

При построении расчётной модели принято, что нижняя поверхность опорной пластины является полностью неподвижной и не имеет возможности поворота. Сопряжение контактных поверхностей стальных уголков балки и опорной пластины задано с возможностью частичного отрыва стального уголка от пластины при изгибе балки. На рисунке 35 показана деформация нижнего пояса над опорной пластиной при нагружении балки расчётной нагрузкой.

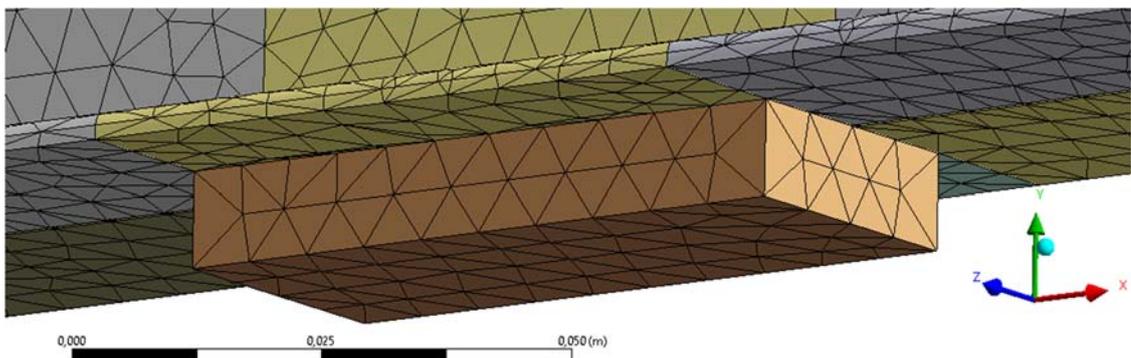


Рисунок 34.Общий вид опорной пластины, на которую опирается нижний пояс балки.

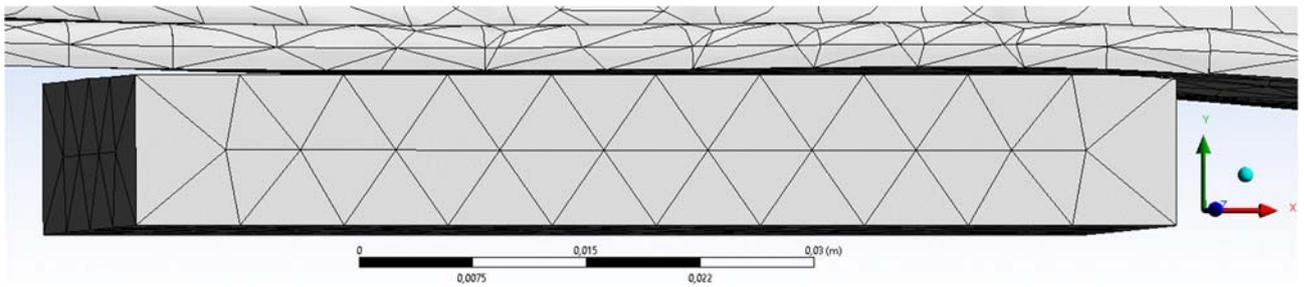


Рисунок 35. Деформация нижнего пояса балки на опоре при расчётном нагружении (величина деформации увеличена в 100 раз).

Для построенной модели балки с учётом начального несовершенства в виде боковой деформации стенки, выполнен её статический расчёт с учётом геометрической нелинейности. В таблице 10 приведены результаты расчёта с данными о напряжённо-деформированном состоянии балки, измеренные при проведении испытания в момент, когда величина действующей сосредоточенной нагрузки достигла $F = 263,87$ кгс. При достижении нагрузкой указанного значения величина дополнительной боковой деформации стенки на контролируемом участке над правой опорой балки достигла своего предельного допустимого значения в 1,2 мм. При этом на других контролируемых участках величина боковой деформации была меньше предельного допустимого значения.

На рисунках 36 ÷ 38 приведены результаты программного расчёта, выполненного в Ansys.

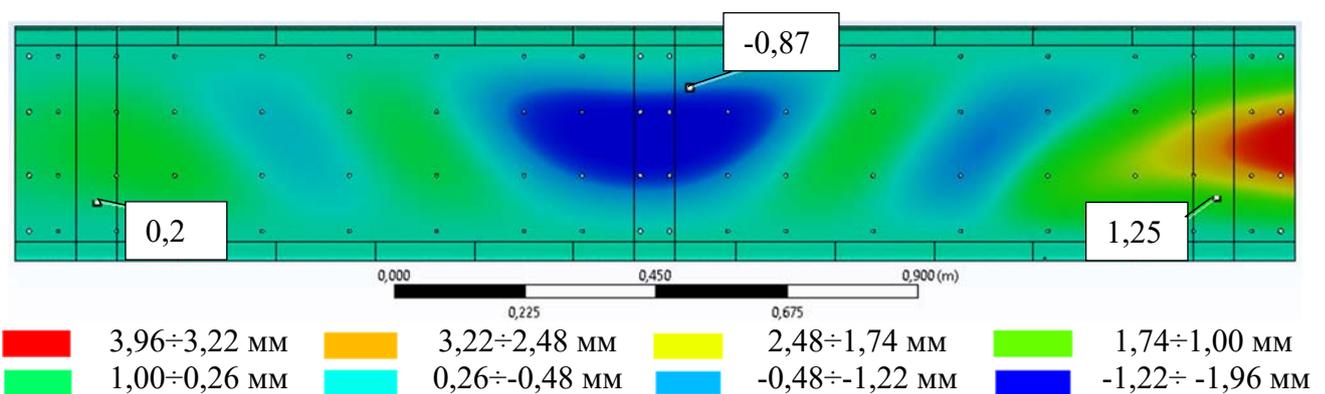


Рисунок 36. Боковая деформация стенки стальной балки, измеренная в местах установки датчиков измерения при значении нагрузки $F = 263,87$ кгс, [мм].

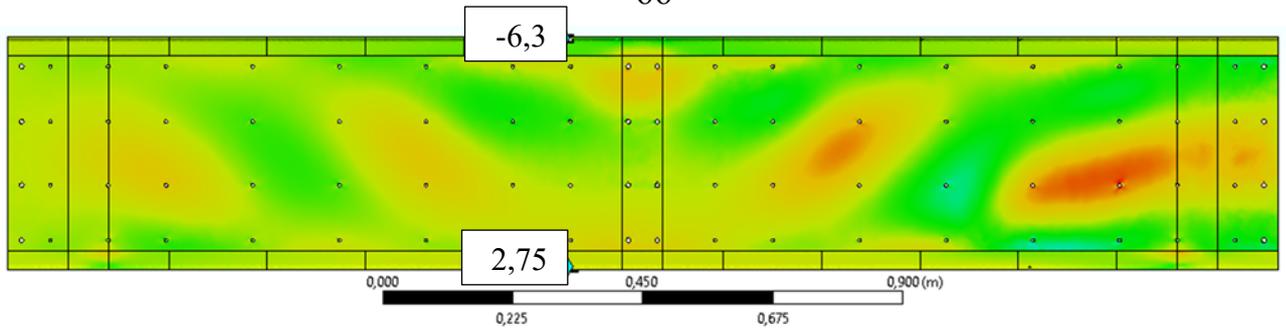


Рисунок 37. Значения нормальных напряжений, измеренных в местах установки тензорезисторов при значении нагрузки $F = 263,87$ кгс, [МПа].

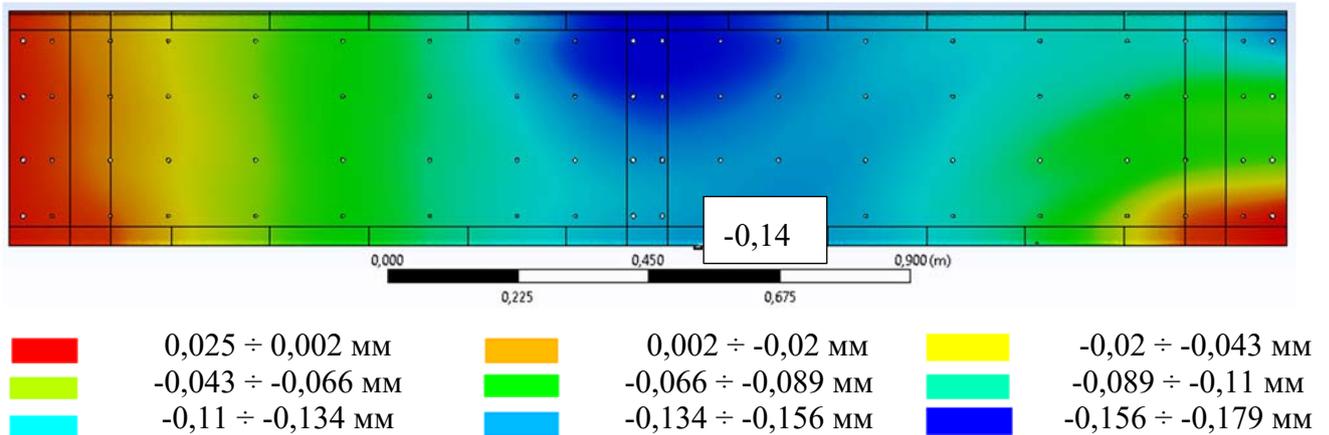


Рисунок 38. Значение вертикальной деформации, измеренной в месте установки прогибомера, при значении нагрузки $F = 263,87$ кгс, [мм].

Таблица 10. Данные результатов расчёта и выполненного испытания

Параметр сравнения	Результат испытания	Результат программного расчёта
Боковая деформация стенки над правой опорой	1,2 мм	1,25 мм
Боковая деформация стенки в середине пролёта	0,8 мм	0,87 мм
Боковая деформация стенки над левой опорой	0,0 мм	0,2 мм
Нормальные сжимающие напряжения в верхнем поясе балки	-5,07 МПа	-6,3 МПа
Нормальные растягивающие напряжения в нижнем поясе балки	2,12 МПа	2,75 МПа
Прогиб нижнего пояса балки в середине пролёта	0,183 мм	0,14 мм

При действии сосредоточенной нагрузки $F = 263,87$ кгс значения боковой деформации стенки балки, а также нормальных напряжений, действующих в её поясах, по результатам расчёта близки к фактическим значениям, измеренным в рамках эксперимента.

В идеализированной модели стальной однопролётной балки, не имеющей начальных несовершенств стенки, большая часть изгибающего момента воспринимается нижним растянутым и верхним сжатым поясами. При этом в обоих поясах балки действуют нормальные напряжения, одинаковые по значению, но обратные по знаку.

Когда в стальной стенке изначально имеется боковая деформация характер работы балки изменяется. В первую очередь следует отметить, что частично уменьшается изгибная жёсткость балки, так как стенка сечения, расположенного в середине пролёта конструкции имеет начальный выгиб. Это приводит к увеличению значений нормальных напряжений, действующих в поясах балки, а также к увеличению прогиба всей конструкции.

Однако совместно с этим рост приложенной нагрузки также приводит к росту начальной боковой деформации стенки балки. Из-за этого изменяется характер работы верхнего пояса балки в зоне приложения расчётной нагрузки. Верхний пояс начинает самостоятельно воспринимать часть изгибающего момента, действующего в балке, возможно локальное возникновение растягивающих напряжений, а также развитие дополнительного прогиба в нём. В этом случае верхний пояс является сжато-изгибаемым элементом. При этом верхний пояс продолжает работать совместно со стенкой и нижним поясом балки, но уже в меньшей степени. Ввиду того, что верхний пояс балки воспринимает часть изгибающего момента, поперечное сечение всей балки будет воспринимать меньшее значение изгибающего момента. Из-за этого также уменьшается общий прогиб конструкции.

Из-за наличия боковой деформации стенки появляется различие в значениях действующих нормальных напряжений в верхнем и нижнем поясах балки. В анализируемом случае значения нормальных сжимающих напряжений выше значения нормальных растягивающих напряжений в 2,4 раза, что вызвано дополнительной работой сжатого пояса на изгиб. Из результатов расчёта вертикальной деформации балки, представленной на рисунке 38, следует, что верхний пояс балки в зоне приложения сосредоточенной нагрузки имеет большее значение вертикальной деформации, чем значение прогиба нижнего пояса балки.

Жёсткость стенки балки в расчётной модели ниже, чем в случае испытанной стальной балки, что следует из анализа значений боковых деформаций стенки. Как было отмечено ранее, из-за этого поперечное сечение балки в расчётной модели воспринимает изгибающий момент в меньшей степени, чем в случае испытанной балки с более жёсткой стенкой. В результате, значение прогиба расчётной модели балки оказывается ниже, чем в случае испытанной конструкции.

2.4. Результаты испытания стальной балки, усиленной вертикальными рёбрами из композитных уголков

Испытание стальной балки показало необходимость выполнения усиления её стенки, так как наличие боковой деформации в значительной степени влияет на характер её работы. В рамках второго испытания балки выполнено её усиление вертикальными рёбрами из стеклопластиковых уголков. Особенности испытания:

- усиливаемая стальная стенка балки имеет начальное несовершенство в виде её начальной боковой деформации;
- усиление стенки балки выполняется поэтапно в процессе нагружения балки, без снятия с неё нагрузки.

Перед проведением испытания измерена начальная боковая деформация стенки стальной балки, результаты измерения представлены на рисунке 39. Наибольшая начальная боковая деформация стенки зафиксирована над правой опорой балки, она составляет 1,5 мм. В центральной части балки также зафиксирована боковая деформация стенки до 0,6 мм. Измеренные значения деформации стенки балки учтены при построении графиков функции изменения боковой деформации от значения действующей расчётной нагрузки.

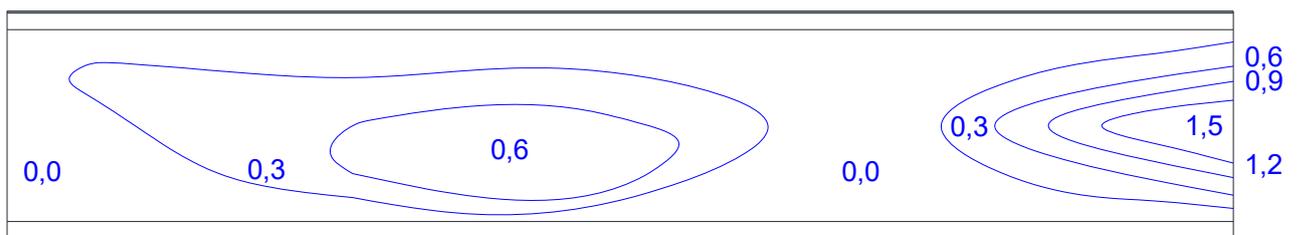


Рисунок 39. Начальная боковая деформация стенки балки, её отклонение от вертикальной плоскости, измеренное перед проведением испытания, [мм].

Испытание балки разделено на несколько этапов:

– Этап №1. Выполняется нагружение стальной балки, выполненной без усиления, до того момента, пока дополнительная боковая деформация стенки не достигнет предельного нормативного значения в 1,2 мм на одном из контролируемых участков.

– Этап №2. Выполняется усиление стенки балки на контрольном участке.

Устраняется боковая деформация стенки путём установки временных вертикальных рёбер, выполненных из двух пар стальных уголков размером 32x32x3 мм. Уголки монтируются на расстоянии 50 мм относительно участка, на который затем устанавливается постоянное вертикальное ребро, выполненное из пары стеклопластиковых уголков. Каждая пара стальных уголков временных рёбер стягивается друг с другом в своей верхней и нижней частях с применением струбцин, в результате чего полностью устраняется боковая деформация на усиливаемом участке. Между временными рёбрами монтируется постоянное ребро, выполненное из стеклопластиковых уголков, после чего временные рёбра снимаются со стенки балки. Каждая пара композитных уголков крепится к стальной стенке с применением 4 болтов Ø6 мм, имеющих класс прочности – 10.9, шаг расстановки болтов – 100 мм. Общий вид усиления участка стенки представлен на рисунке 40.



Рисунок 40. Усиление стальной стенки балки композитными уголками.

Зафиксировано, что при снятии временных рёбер со стенки балки после установки постоянного ребра из композитных уголков, стенка не приобрела дополнительной боковой деформации.

– Этап №3. После усиления первого контрольного участка, выполняется дальнейшее нагружение конструкции, до того момента, пока боковая деформация стенки на втором контрольном участке не достигнет предельного допустимого значения в 1,2 мм. Затем выполняется усиление стенки балки способом, описанным в этапе №2.

– Этап №4. После усиления второго контрольного участка, продолжается нагружение конструкции, до того момента, пока боковая деформация на третьем контролируемом участке не достигнет предельного допустимого значения. Затем выполняется усиление стенки балки способом, описанным в этапе №2.

– Этап №5. Выполняется дальнейшее нагружение конструкции, до того момента, пока стенка стальной балки, усиленная на контрольных участках, не потеряет свою устойчивость без возможности дальнейшего нагружения конструкции.

Для выполнения усиления стенки балки применены стеклопластиковые уголки 40x40x4 мм, изготовленные ООО «Новый профиль» по технологии пултрузии. В качестве композитных рёбер можно также применять уголкового профиля большего типоразмера, либо другой вариант профиля, имеющего, например, «Г»-образную форму. Для выполнения усиления принят наименьший возможный типоразмер уголка, изготавливаемый на производстве. В приложении 4.4. представлен паспорт на продукцию, согласно которому используемые для усиления стенки балки стеклопластиковые уголки обладают следующими физико-механическими характеристиками:

- предел прочности при растяжении вдоль профиля больше 320 МПа;
- предел прочности при растяжении поперёк профиля 22÷28 МПа;
- предел прочности при сжатии вдоль профиля 130÷170 МПа;
- предел прочности при сжатии поперёк профиля 200÷280 МПа;
- предел прочности при изгибе больше 245 МПа;
- модуль упругости при растяжении вдоль профиля 10250 МПа;

- модуль упругости при сжатии вдоль волокон 5600 МПа;
- модуль упругости при изгибе 20000 МПа;
- плотность $1750 \div 1930$ кг/м³;
- коэффициент линейного расширения – $8 \cdot 10^{-6} \div 14 \cdot 10^{-6}$.

Схема усиления стальной стенки композитными уголками, а также их расположение по длине пролёта балки, представлены на рисунке 41 и 42. На рисунке 42 приведён общий вид балки, усиленной композитными уголками, которая воспринимает предельную нагрузку, достигнутой при проведении эксперимента.

Результаты испытаний приведены на рисунках 43 ÷ 47 и в приложении 4.2.

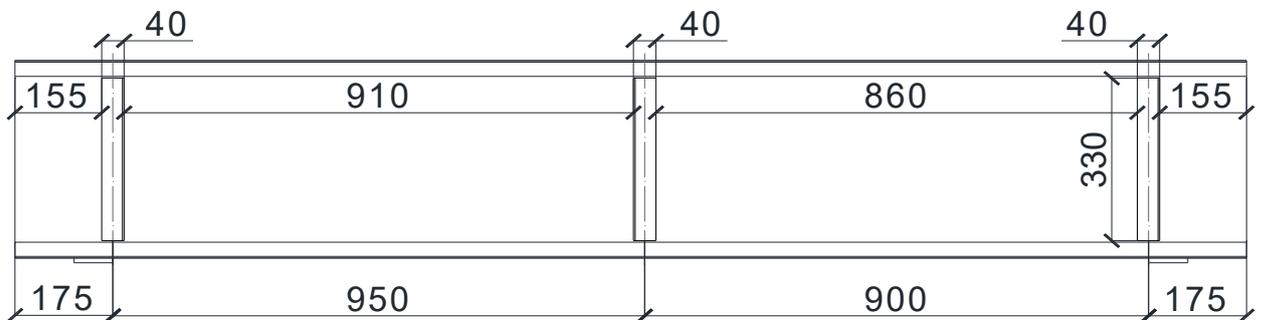


Рисунок 41. Схема установки композитных уголков.

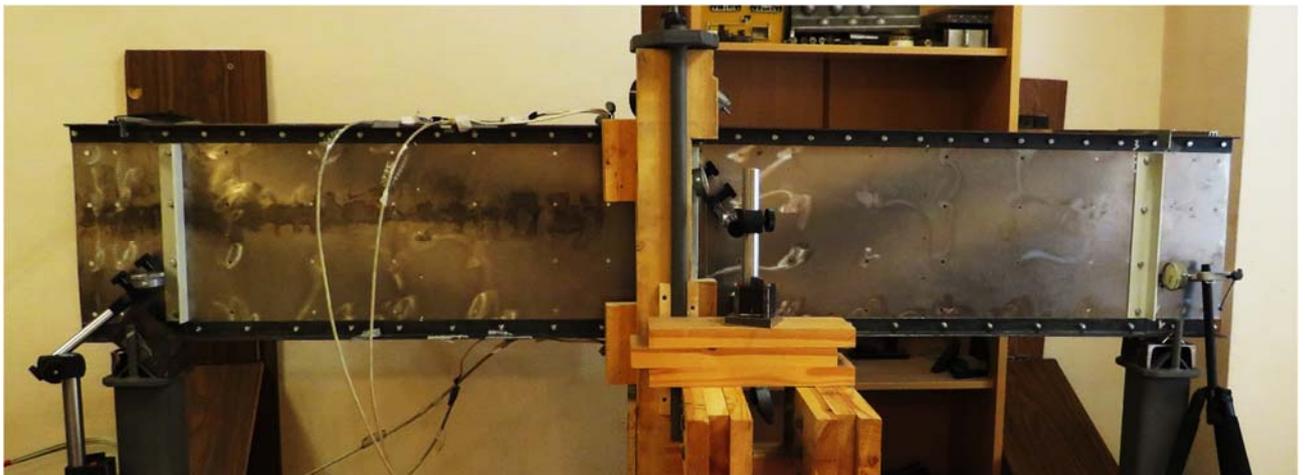


Рисунок 42. Общий вид конструкции со смонтированными композитными уголками, при значении действующей нагрузки 1992 кгс.

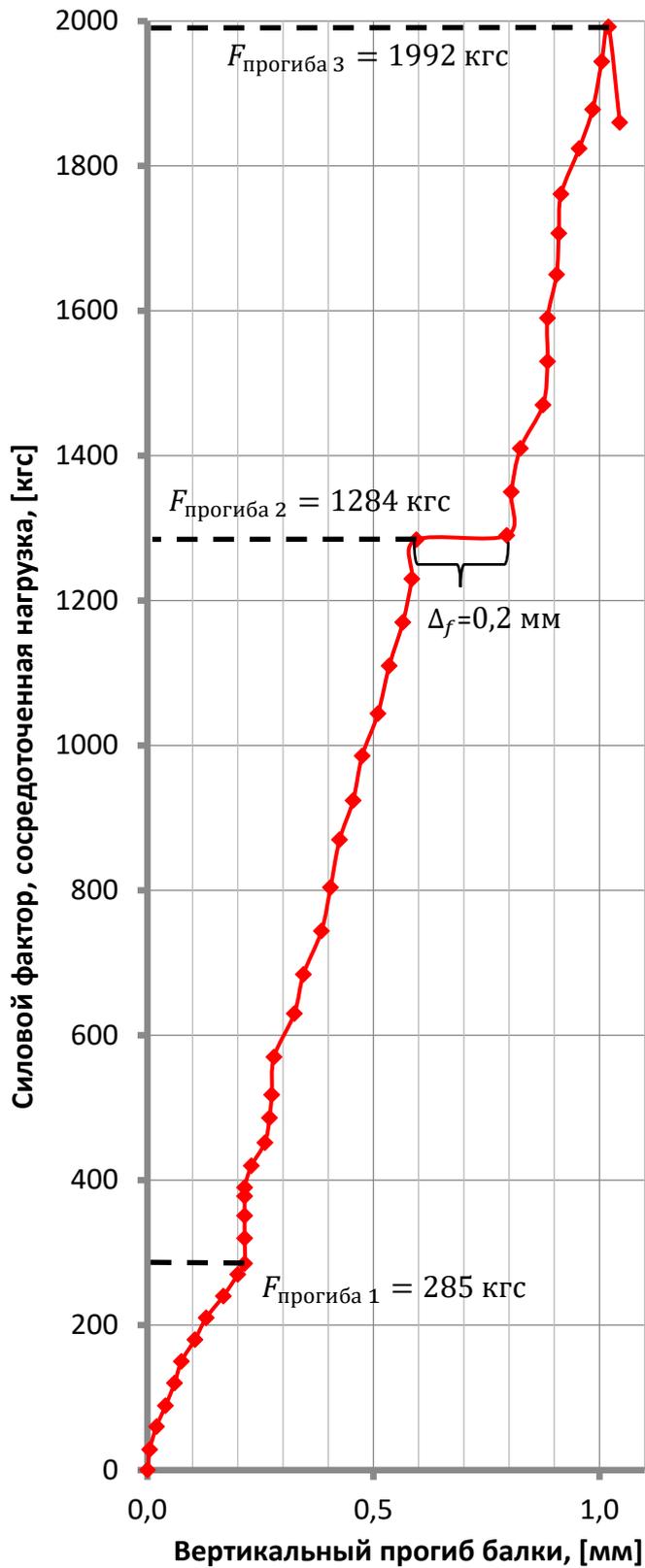


Рисунок 43. График функции роста вертикальной деформации балки (прогиб).

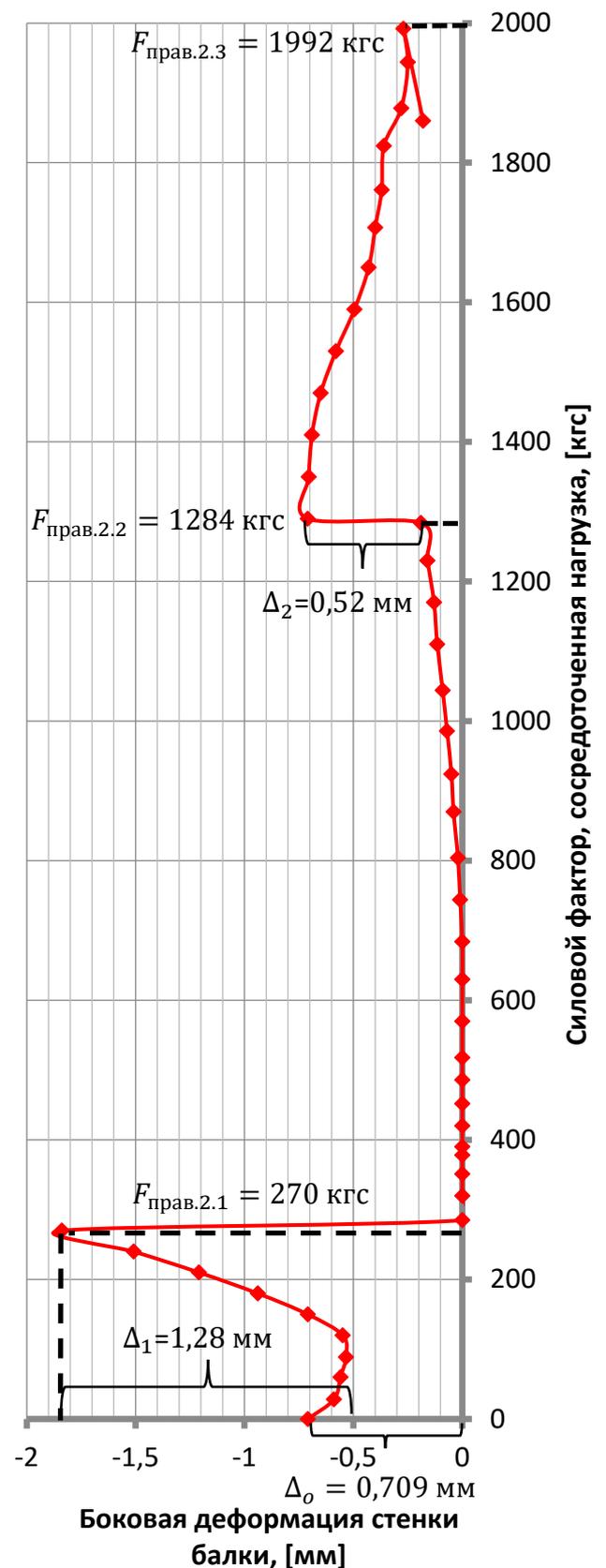


Рисунок 44. График функции роста боковой деформации стенки балки (над правой опорой).

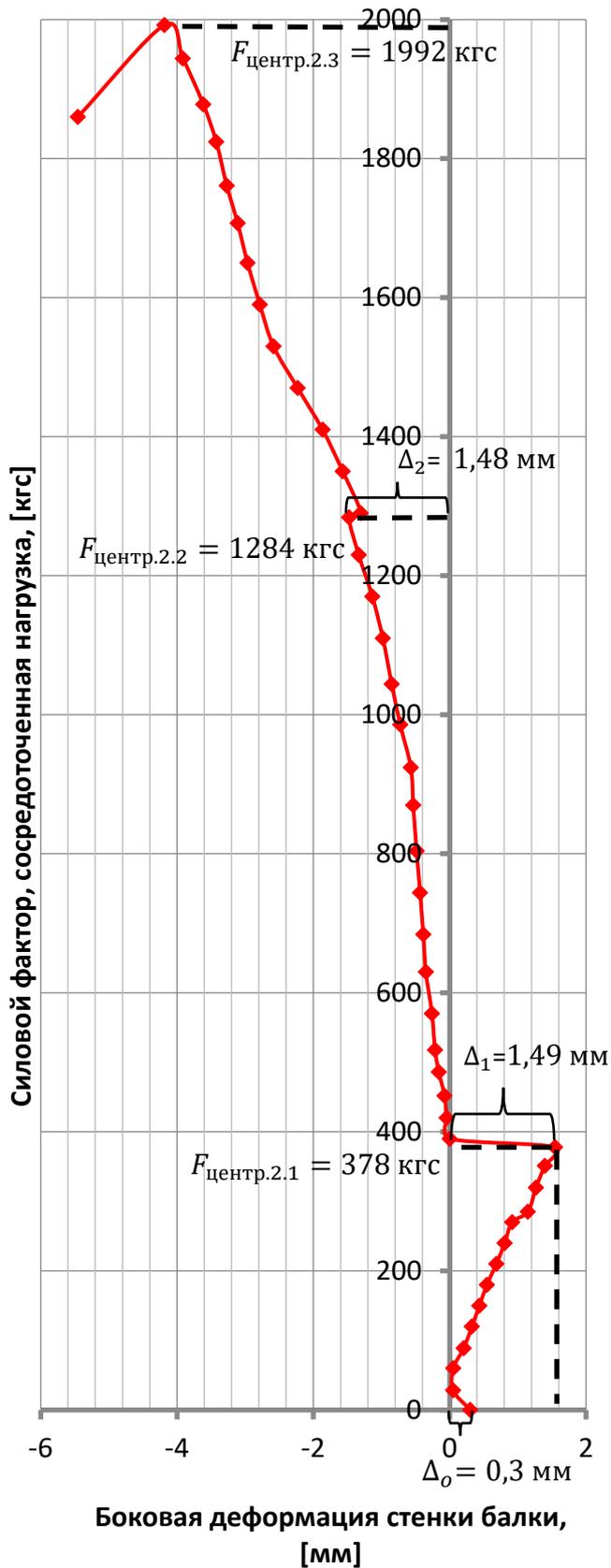


Рисунок 45. График функции роста боковой деформации стенки балки (в месте действия силы).

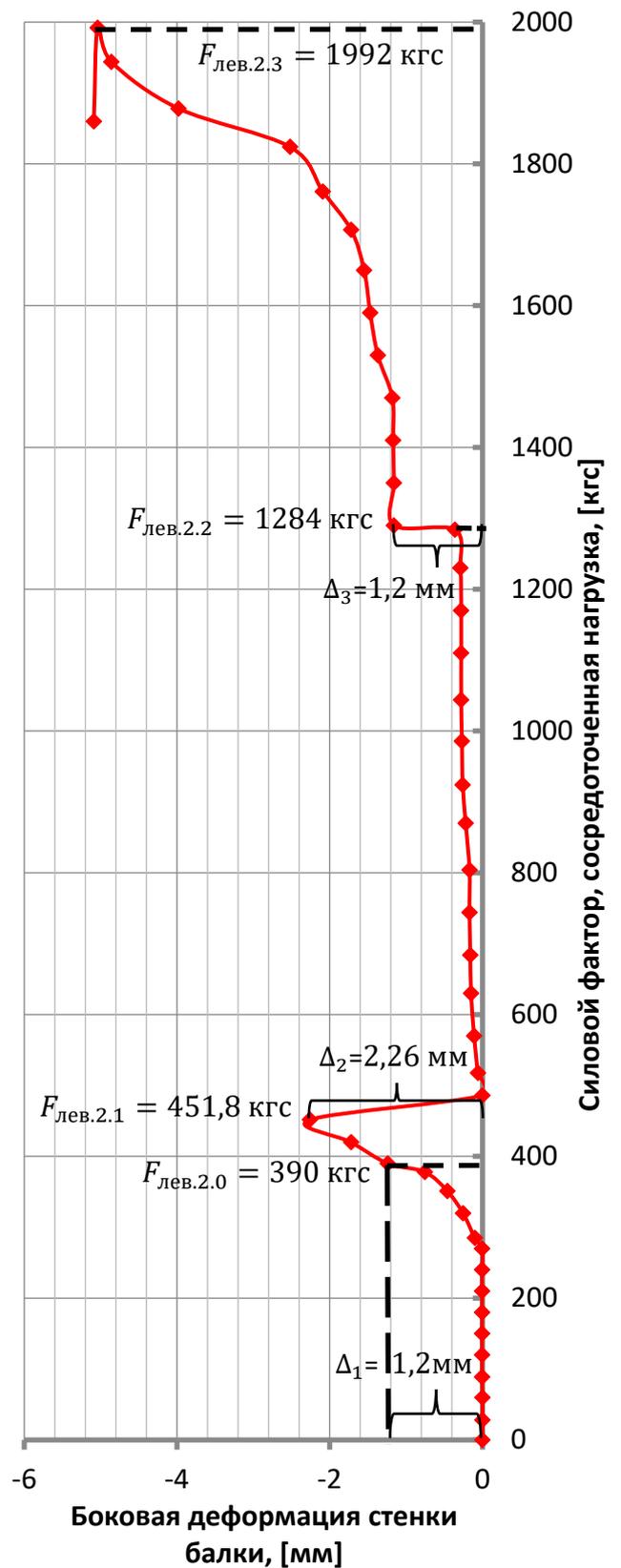


Рисунок 46. График функции роста боковой деформации стенки балки (над левой опорой).

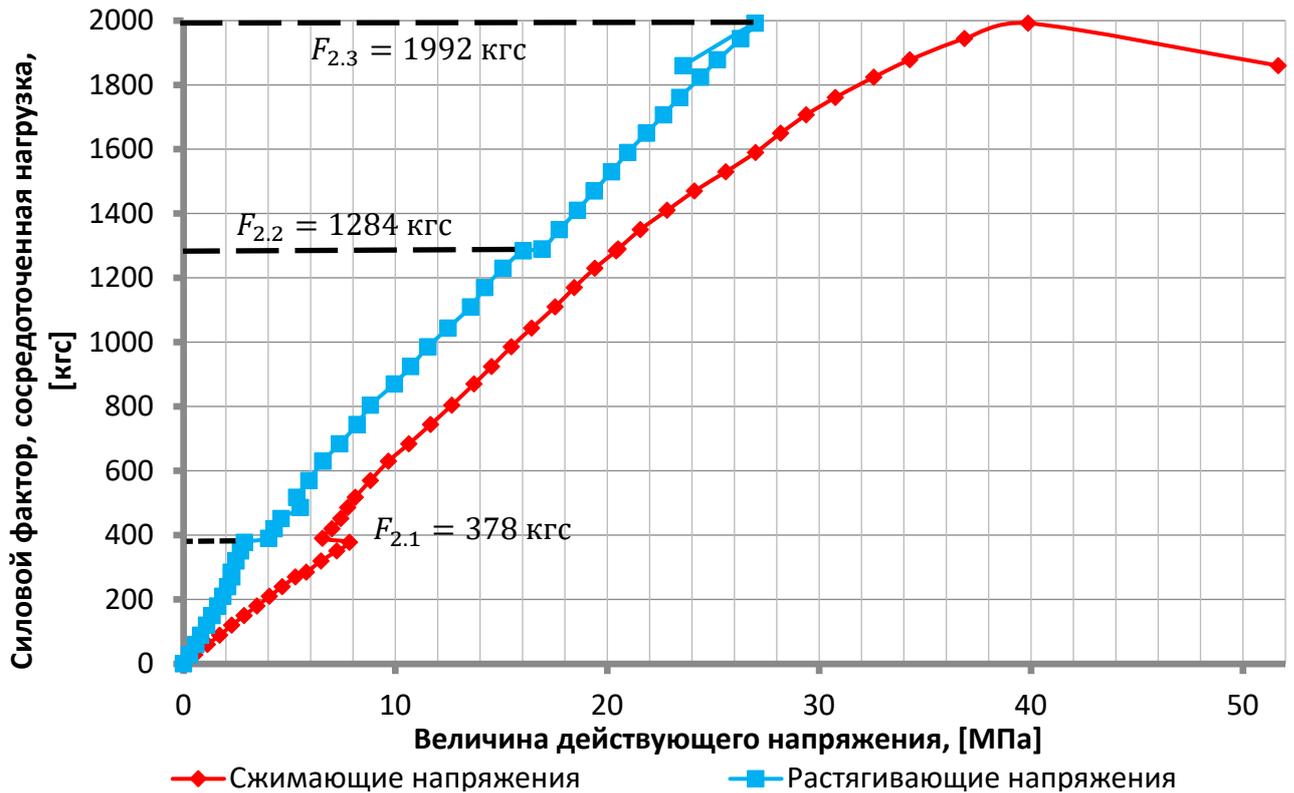


Рисунок 47. График функции роста значений нормальных напряжений (по модулю), действующих в нижнем растянутом и верхнем сжатом поясах балки.

В рамках 1-го этапа нагружения конструкции (до значения нагрузки $F = 270$ кгс) измеряемые параметры напряжённо-деформированного состояния балки изменяются аналогично, как и в случае выполненной без усиления стальной балки, испытанной в предыдущем разделе.

После этого выполнено поэтапное усиление стальной стенки балки на контролируемых участках, без снятия действующей расчётной нагрузки с её поэтапным увеличением:

- над правой опорой при значении нагрузки $F_{\text{прав.2.1}} = 270$ кгс;
- в середине пролёта при значении нагрузки $F_{\text{центр.2.1}} = 378$ кгс;
- над левой опорой при значении нагрузки $F_{\text{лев.2.1}} = 451,8$ кгс.

До укрепления стальной стенки поперечными рёбрами напряжения в верхнем поясе балки увеличиваются в большей степени, чем в растянутом поясе, что обусловлено особенностью работы сжатого пояса как сжато-изогнутого элемента. До момента укрепления стенки в середине пролёта напряжения в верхнем поясе

составляют $\sigma_{\text{в.п.}} = 7,835$ МПа, в растянутом $\sigma_{\text{в.п.}} = 2,878$ МПа, расхождение от среднего значения – 2,478 МПа. После выполнения усиления стенки распределение напряжений в поясах балки стабилизируется, разница между значениями нормальных напряжений уменьшается – при нагрузке в $F = 390$ кгс напряжения в верхнем поясе составляют $\sigma_{\text{в.п.}} = 6,56$ МПа, в растянутом $\sigma_{\text{в.п.}} = 4,025$ МПа, расхождение от среднего значения составляет 1,267 МПа, т.е. снизилось в 1,95 раза.

Из результатов измерения прогиба балки следует, что при укреплении опорного участка стенки балки поперечными рёбрами, при приложении к ней нагрузки в диапазоне $F \in [270 \text{ кгс}; 378 \text{ кгс}]$ развитие вертикального прогиба балки полностью остановилось. После укрепления рёбрами первого контролируемого участка стенки ускорилось развитие боковой деформации на двух других контролируемых участках. При укреплении всех участков стенки поперечными рёбрами возможность развития её боковой деформации при росте нагрузки значительно ограничивается, из-за чего вновь продолжает свой рост вертикальный прогиб конструкции.

При достижении значения действующей нагрузки в $F = 1284$ кгс произошла потеря устойчивости стенки балки со скачкообразным изменением боковых деформаций стенки и вертикального прогиба нижнего пояса балки. После первой потери устойчивости продолжено дальнейшее нагружение конструкции.

При проведении испытания достигнута нагрузка в $F = 1992$ кгс, которую оказалась способной воспринять усиленная композитными уголками балка. При следующем увеличении нагрузки до значения в $F = 2050$ кгс произошёл значительный выгиб стенки в 1,27 мм на участке, расположенном в середине пролёта балки под местом приложения действующей нагрузки. Совместно с развитием выгиба стенки произошёл значительный рост значения нормального напряжения, действующих в сжатом поясе балки, на 29,62%. При этом зафиксировано резкое снижение значения нормального напряжения, действующего в растянутом поясе балки, на 12,5%.

Значительное изменение напряжений и выгиб усиленной стенки свидетельствуют об окончательной потере устойчивости балки, после которой испытание было завершено.

Анализ результатов испытания:

1) Аналогично предыдущему испытанию, при первом приложении сосредоточенной нагрузки к верхнему поясу составной балки происходит прижим стальной распределительной пластины под динамометром, что приводит к незначительной деформации сжатого пояса балки. В результате этого первоначальная боковая деформация стенки балки, зафиксированная перед проведением эксперимента, в незначительной степени компенсируется:

- в сечении над правой опорой на 0,17 мм;
- в сечении, расположенном в месте приложения нагрузки, на 0,3 мм.

2) В сечении, расположенном над правой опорой:

– боковая деформация стенки балки, выполненной без усиления, достигает предельного допустимого значения в 1,2 мм при значении нагрузки в $F_{\text{прав.2.1}} = 270$ кгс, при указанном значении нагрузки выполнено усиление участка стенки;

– значение критической нагрузки, при которой происходит потеря устойчивости стенки балки, усиленной композитными уголками, составляет: $F_{\text{прав.2.2}} = 1284$ кгс, что превышает $F_{\text{прав.2.1}}$ в 4,75 раза;

– итоговое значение критической нагрузки, при достижении которой происходит значительное изменение значений действующих нормальных напряжений в поясах балки, составляет $F_{\text{прав.2.3}} = 1992$ кгс, что превышает $F_{\text{прав.2.1}}$ в 7,37 раза.

3) В сечении, расположенном в середине пролёта:

– боковая деформация стенки балки, выполненной без усиления, достигает предельного допустимого значения в 1,2 мм при значении нагрузки в $F_{\text{центр.2.1}} = 378$ кгс, при указанном значении нагрузки выполнено усиление участка стенки;

– значение критической нагрузки, при достижении которой величина боковой деформации усиленной композитными уголками стенки балки превышает предельное допустимое значение в 1,2 мм составляет: $F_{\text{центр.2.2}} = 1284$ кгс, что пре-

вышает $F_{\text{цент.2.1}}$ в 3,4 раза;

– итоговое значение критической нагрузки, при достижении которой происходит значительное изменение значений действующих нормальных напряжений в поясах балки, составляет $F_{\text{центр.2.3}} = 1992$ кгс, что превышает $F_{\text{центр.2.1}}$ в 5,27 раза.

4) В сечении, расположенном над левой опорой:

– боковая деформация стенки балки, выполненной без усиления, достигает предельного допустимого значения в 1,2 мм при значении нагрузки в $F_{\text{лев.2.0}} = 390$ кгс;

– значение критической нагрузки, после достижения которой выполнено усиление стенки балки композитными уголками, составляет $F_{\text{лев.2.1}} = 451,8$ кгс;

– значение критической нагрузки, при достижении которой величина боковой деформации усиленной композитными уголками стенки балки превышает предельное допустимое значение в 1,2 мм составляет: $F_{\text{лев.2.2}} = 1284$ кгс, что превышает $F_{\text{лев.2.1}}$ в 3,29 раза;

– итоговое значение критической нагрузки, при достижении которой происходит значительное изменение значений действующих нормальных напряжений в поясах балки, составляет $F_{\text{лев.2.3}} = 1992$ кгс, что превышает $F_{\text{лев.2.1}}$ в 5,11 раза.

5) Скорость изменения прогиба балки до усиления её стенки неравномерна:

– на начальном этапе нагружения составила $f_{\text{нач.}} = 0,075$ мм при росте значения нагрузки на $F = 150$ кгс, тогда $f_{\text{нач.}}/F = 10^{-4} * 5$ мм/кгс;

– на последующем этапе нагружения дополнительная вертикальная деформация составила $f_{\text{доп.}} = 0,14$ мм при увеличении действующей нагрузки на $F_{\text{доп.}} = 135$ кгс, тогда $f_{\text{доп.}}/F_{\text{доп.}} = 10^{-3}$ мм/кгс.

После укрепления стенки скорость изменения прогиба балки до момента потери её устойчивости составила $f_{\text{усил.1}} = 0,38$ мм при росте действующей нагрузки на $F_{\text{доп.}} = 894$ кгс, тогда $f_{\text{усил.1}}/F_{\text{доп.}} = 10^{-4} * 4$ мм/кгс, что соответствует скорости изменения прогиба балки, выполненной без усиления, на начальном этапе её нагружения.

В момент потери устойчивости при значении действующей нагрузки $F = 1284$ кгс прогиб скачкообразно увеличивается на 0,2 мм.

После потери устойчивости стенки балки при дальнейшем увеличении нагрузки на величину $F_{\text{доп.}} = 702$ кгс вертикальная деформация составила $f_{\text{усил.2}} = 0,225$ мм, тогда $f_{\text{усил.2}}/F_{\text{доп.}} = 10^{-4} * 3,2$ мм/кгс.

Результаты численного расчёта испытанной стальной балки, усиленной рёбрами из композитных уголков.

Дополнительно построена модель стальной балки, усиленной вертикальными рёбрами из композитных уголков, а также выполнен её расчёт в программном вычислительном комплексе Ansys.

В рамках испытания поэтапно изменялось напряжённо-деформированное состояние стальной балки за счёт последовательной установки композитных вертикальных рёбер при разных значениях действующей нагрузки. При монтаже вертикального ребра полностью устраняется имеющаяся на момент усиления боковая деформация стенки балки, что приводит к изменению напряжённо-деформированного состояния конструкции на каждом из этапов её усиления.

В программном вычислительном комплексе Ansys можно разработать конечно-элементную модель конструкции с её последующим расчётом. Результаты статического расчёта напрямую связаны с построенной конечно-элементной моделью. При введении в модель дополнительных элементов напряжённо-деформированное состояние конструкции изменяется, что приводит к необходимости выполнения повторного расчёта конструкции с уже добавленным элементом. В описанном случае напряжённо-деформированное состояние новой модели балки будет отличаться от состояния исходной модели, выполненной без усиления. В связи с этим расчёт модели стальной балки, в которую вводятся дополнительные усиливающие элементы, в значительной степени ограничен.

По этой причине для расчёта принята стальная балка, стенка которой усилена вертикальными рёбрами с самого начала нагружения. Особенностью расчётной модели в указанном случае является отсутствие начальной боковой деформации стенки балки на контрольных участках, так как при проведении испытаний за-

фиксировано, что усиление стенки на контрольном участке вертикальными рёбрами из композитных уголков приводит к устранению имеющейся боковой деформации стенки балки. Общий вид рассчитываемой модели представлен на рисунке 48.

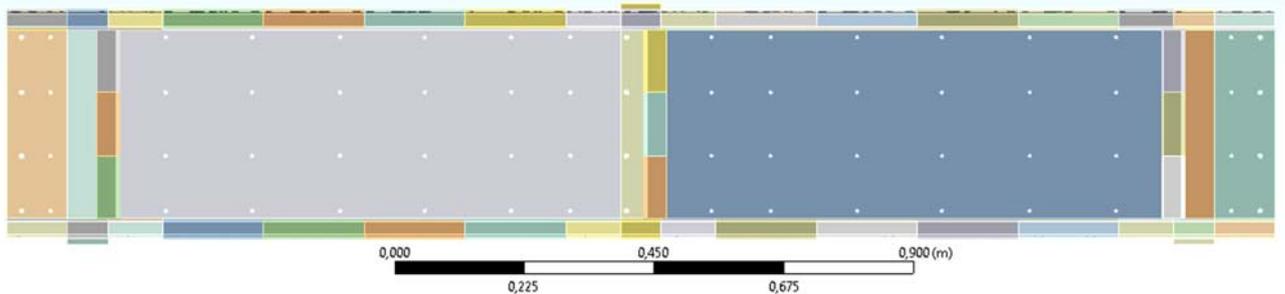


Рисунок 48. Общий вид расчётной модели стальной балки, стенка которой усилена вертикальными рёбрами из композитных уголков.

Для построенной модели балки выполнен её статический расчёт с учётом геометрической нелинейности. В таблице 11 приведены результаты расчёта с данными о напряжённо-деформированном состоянии балки, измеренные при проведении испытания в момент, когда величина действующей сосредоточенной нагрузки достигла $F = 1284$ кгс. При достижении нагрузкой указанного значения произошла первая потеря устойчивости балки. На рисунках 49 ÷ 51 приведены результаты программного расчёта, выполненного в Ansys.

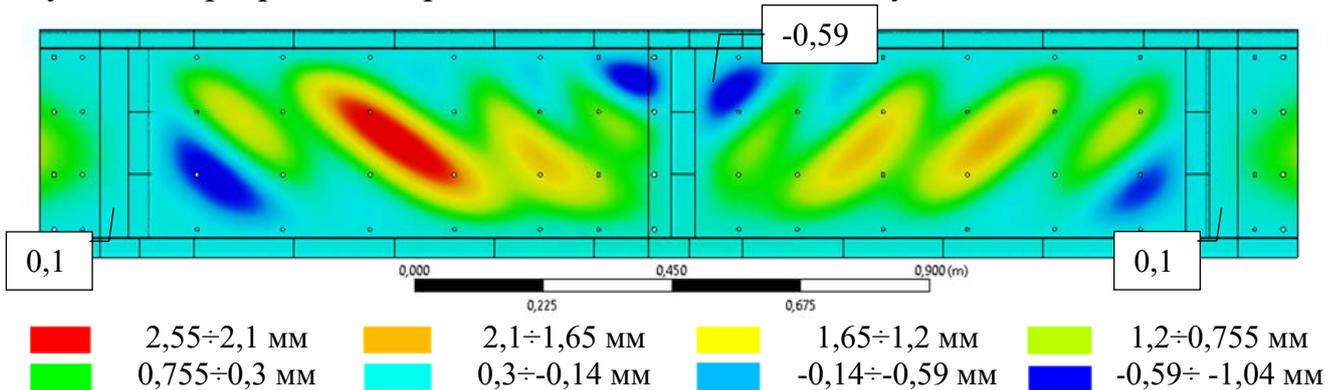


Рисунок 49. Боковая деформация стенки стальной балки, измеренная в местах установки датчиков измерения при значении нагрузки $F = 1284$ кгс, [мм].

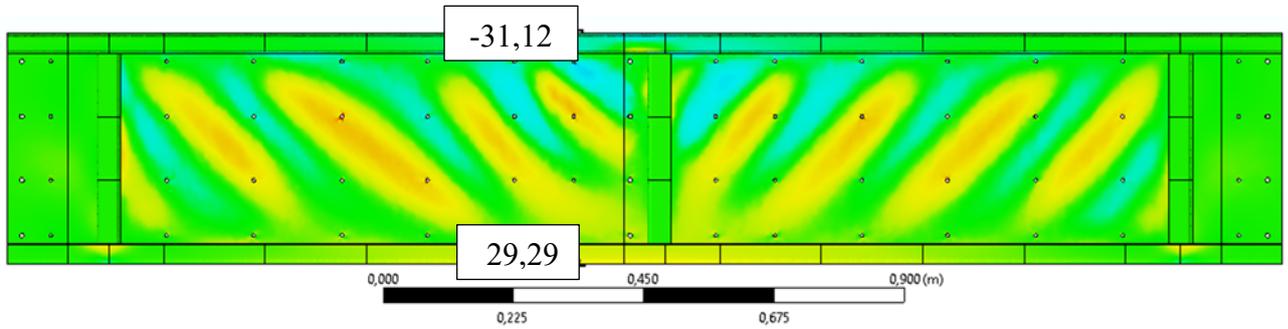


Рисунок 50. Значения нормальных напряжений, измеренных в местах установки тензорезисторов при значении нагрузки $F = 1284$ кгс, [МПа].

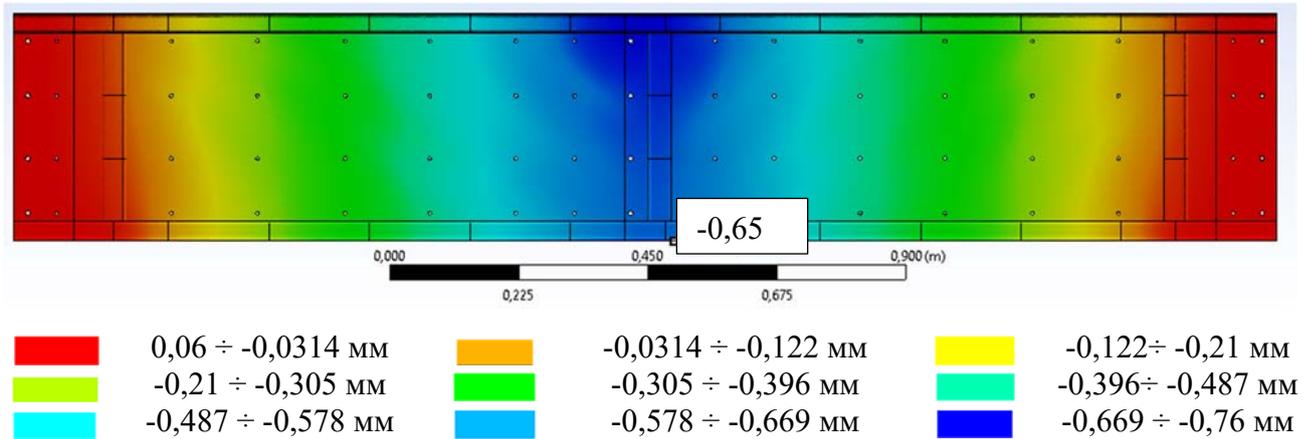


Рисунок 51. Значение вертикальной деформации, измеренной в месте установки прогибомера, при значении нагрузки $F = 1284$ кгс, [мм].

Таблица 11. Данные результатов расчёта и выполненного испытания

Параметр сравнения	Результат испытания	Результат программного расчёта
Боковая деформация стенки над правой опорой	0,71 мм	0,1 мм
Боковая деформация стенки в середине пролёта	1,475 мм	0,59 мм
Боковая деформация стенки над левой опорой	1,2 мм	0,1 мм
Нормальные сжимающие напряжения в верхнем поясе балки	-20,42 МПа	-31,12 МПа
Нормальные растягивающие напряжения в нижнем поясе балки	16,916 МПа	29,29 МПа
Прогиб нижнего пояса балки в середине пролёта	0,795 мм	0,65 мм

При действии сосредоточенной нагрузки в $F = 1284$ кгс значения боковой деформации стенки балки, а также нормальных напряжений, действующих в её поясах, по результатам расчёта отличаются от фактических значений, измеренных в рамках эксперимента.

В испытанной балке композитные рёбра устанавливались в процессе нагружения конструкции, при различных значениях приложенных нагрузок: $F_{\text{прав.2.1}} =$

270 кгс; $F_{\text{центр.2.1}} = 378$ кгс; $F_{\text{лев.2.1}} = 451,8$ кгс. При установке вертикального ребра полностью устранялась имеющаяся боковая деформация на усиливаемом участке стенки балки, что приводило к дополнительному изменению компонентов напряжённо-деформированного состояния балки. На момент усиления стенки всеми рёбрами балка уже воспринимает расчётную сосредоточенную нагрузку в $F = 451,8$ кгс, и в ней уже действуют напряжения и развита деформация.

При этом как было отмечено ранее в расчётной модели балки усиление стенки выполнено с самого начала нагружения конструкции. Из-за этого напряжённо-деформированное состояние расчётной модели балки отличается от напряжённо-деформированного состояния испытанной балки. Применённый метод расчёта в программном вычислительном комплексе Ansys следует применять в случае усиления стенки балки, которая полностью разгружена на момент выполнения усиления.

Усиление стенки балки композитными уголками позволило увеличить допустимую расчётную сосредоточенную нагрузку до значения в 1284 кгс, что в 4,86 раза выше в сравнении со стальной балкой, выполненной без усиления.

2.5. Результаты испытания стальной балки, усиленной композитными пластинами

Третье испытание выполнено для стальной балки, стенка которой усилена с двух сторон композитными пластинами. Усиление стенки балки выполнено перед началом нагружения конструкции.

Для усиления балки использованы 2 композитные пластины прямоугольной формы, размером 330х2200 мм, выполненные из стеклотекстолита СТЭФ, схема усиления представлена на рисунке 52. Общий вид балки представлен на рисунке 53.

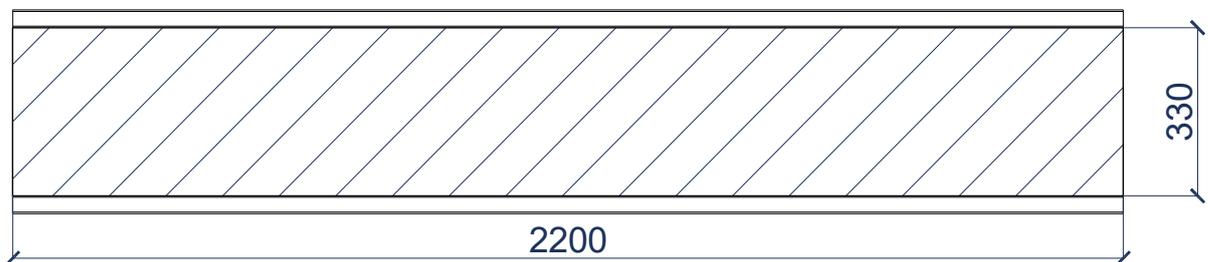


Рисунок 52. Схема усиления стальной стенки балки композитными пластинами.

Композитные пластины изготовлены компанией ООО «Росизолит» методом прессования. Из стеклотекстолита указанного типа возможно изготовление пластин толщиной от 1,5 мм до 50 мм, при проведении испытания использованы композитные пластины толщиной 1,5 мм каждая. Обе композитные пластины крепятся к стальной стенке балки с применением болтов $\varnothing 6$ и $\varnothing 8$ мм класса прочности 10.9, с шагом расстановки 50 мм ÷ 150 мм.



Рисунок 53. Общий вид конструкции на испытательном стенде до начала нагружения.

Стеклотекстолит СТЭФ представляет собой композитный материал, выполненный из стекловолоконной ткани в виде препрегов на эпоксифенольном связующем горячего отверждения. Стеклотекстолит применяется в основном как диэлектрический материал для электротехнических работ с 1974 г. Свойства и требования к продукции из композитного материала определены ГОСТ 12652-74 [25].

В приложении 4.5 приведён паспорт соответствия используемых пластин из стеклотекстолита СТЭФ требованиям ГОСТ 12652-74, предоставленный ООО «Росизолит». В самом нормативном документе изложены основные физико-механические параметры композитного материала:

- плотность 1600÷1900 кг/м³;
- разрушающее напряжение при растяжении вдоль основы ткани не менее 300 МПа;
- разрушающее напряжение при растяжении по утку ткани не менее 200 МПа;
- разрушающее напряжение при изгибе перпендикулярно слоям, вдоль основы ткани не менее 390 МПа;
- разрушающее напряжение при изгибе перпендикулярно слоям по утку ткани не менее 280 МПа;
- сопротивление раскалыванию листов толщиной от 10 мм составляет не менее 166,6 кН/м;
- температура эксплуатации от -65°С до +155 °С.

После монтажа композитных пластин, перед проведением испытания измерена начальная боковая деформация стенки балки, результаты измерения которой представлены на рисунке 54. Наибольшая начальная боковая деформация стенки зафиксирована над правой опорой балки, она достигает 0,6 мм. Результаты испытаний приведены на рисунках 55÷59 и в приложении 4.3.

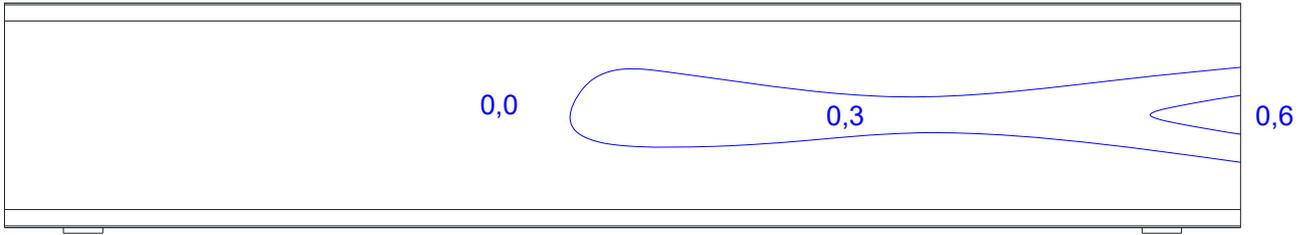


Рисунок 54. Начальная боковая деформация стенки балки, усиленной композитными пластинами, перед проведением испытания, [мм].

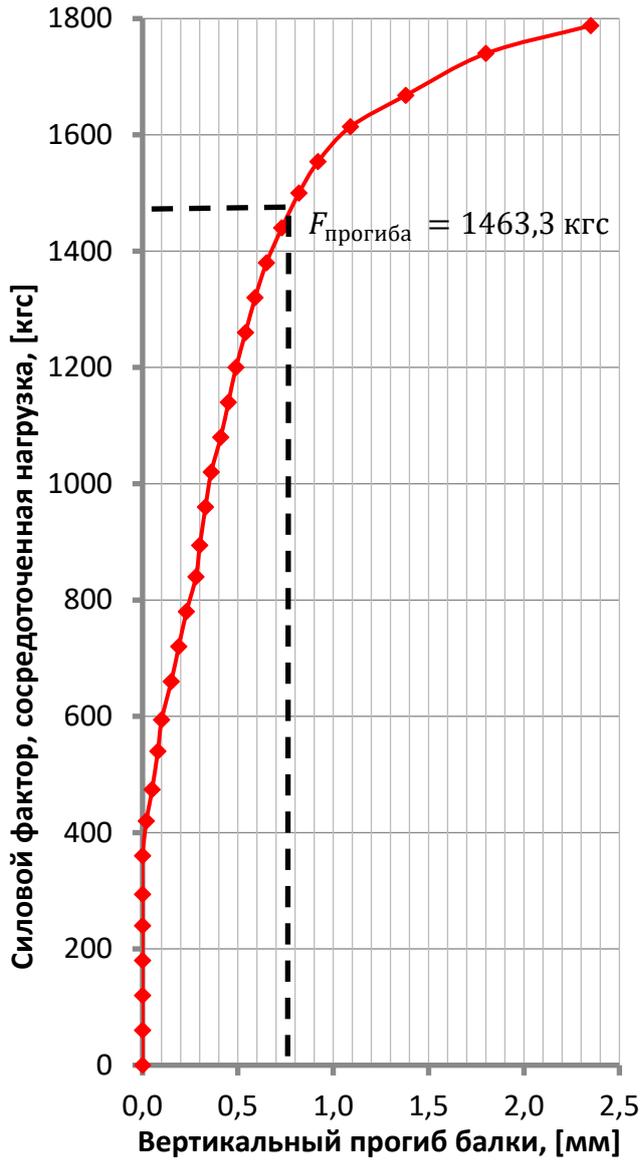


Рисунок 55. График функции роста вертикальной деформации балки (прогиб).

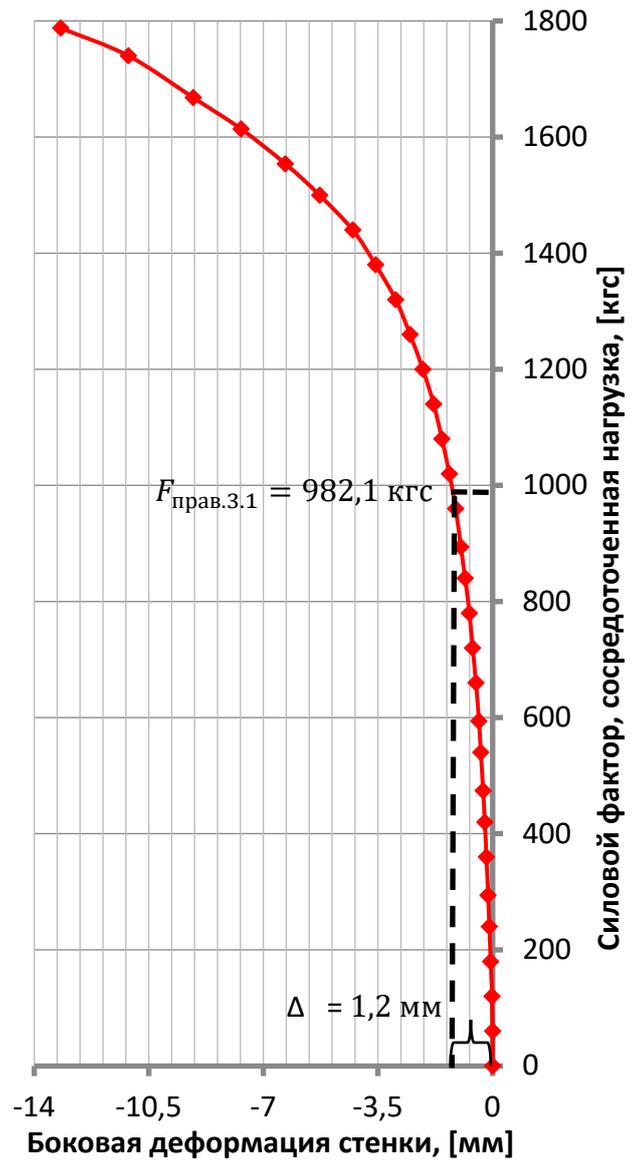


Рисунок 56. График функции роста боковой деформации стенки балки (над правой опорой).

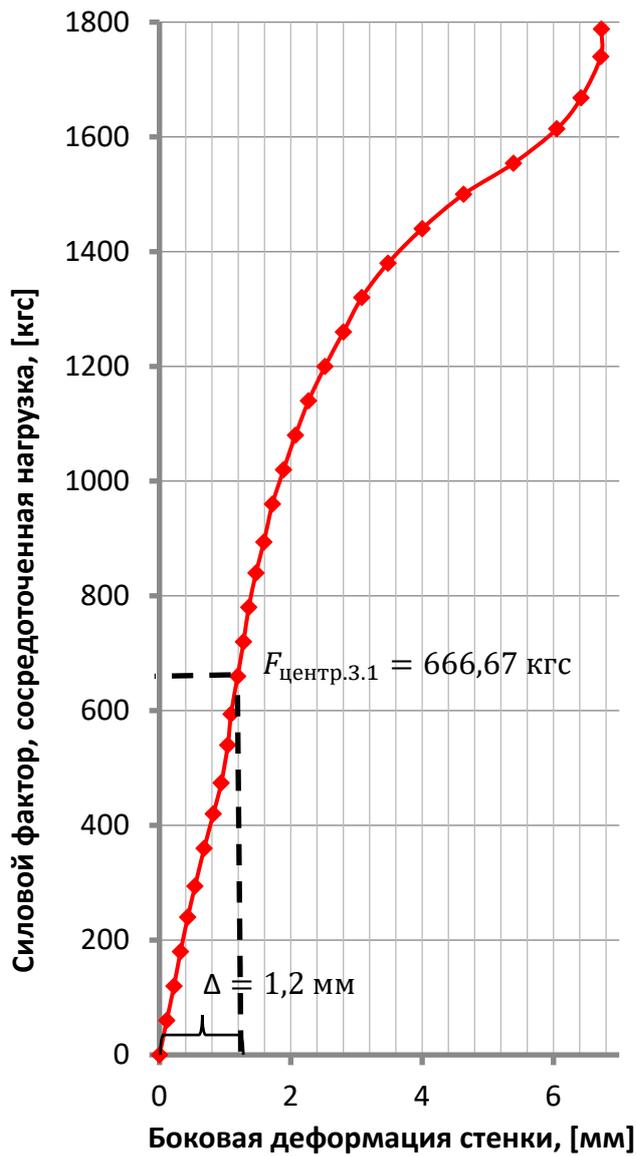


Рисунок 57. График функции роста боковой деформации стенки балки (в месте действия силы).

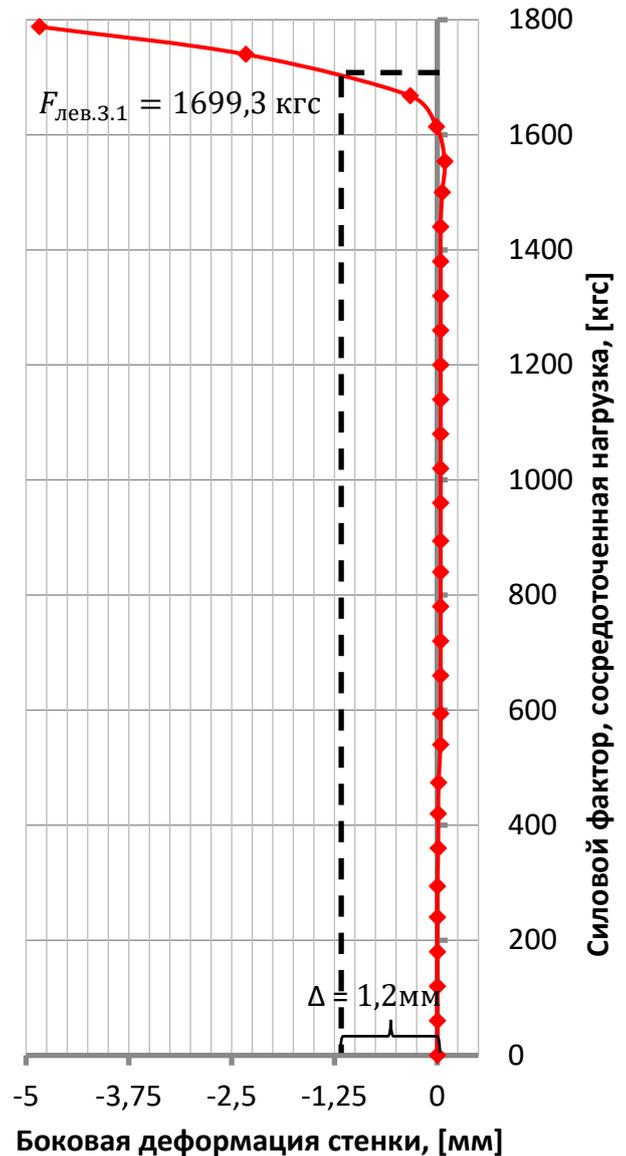


Рисунок 58. График функции роста боковой деформации стенки балки (над левой опорой).

В отличие от случая испытанной стальной балки, выполненной без усиления, применение композитных пластин способствовало росту жёсткости стенки балки. В случае стальной балки, выполненной без усиления, начальная боковая деформация стенки перед проведением испытания составляла 1,7 мм, после усиления стенки композитными пластинами величина боковой деформации уменьшилась до 0,6 мм. Величина расчётной нагрузки, при которой боковая деформация стенки балки над правой опорой достигает предельного допустимого значения в 1,2 мм в случае применения композитных пластин выросла в 3,72 раза.

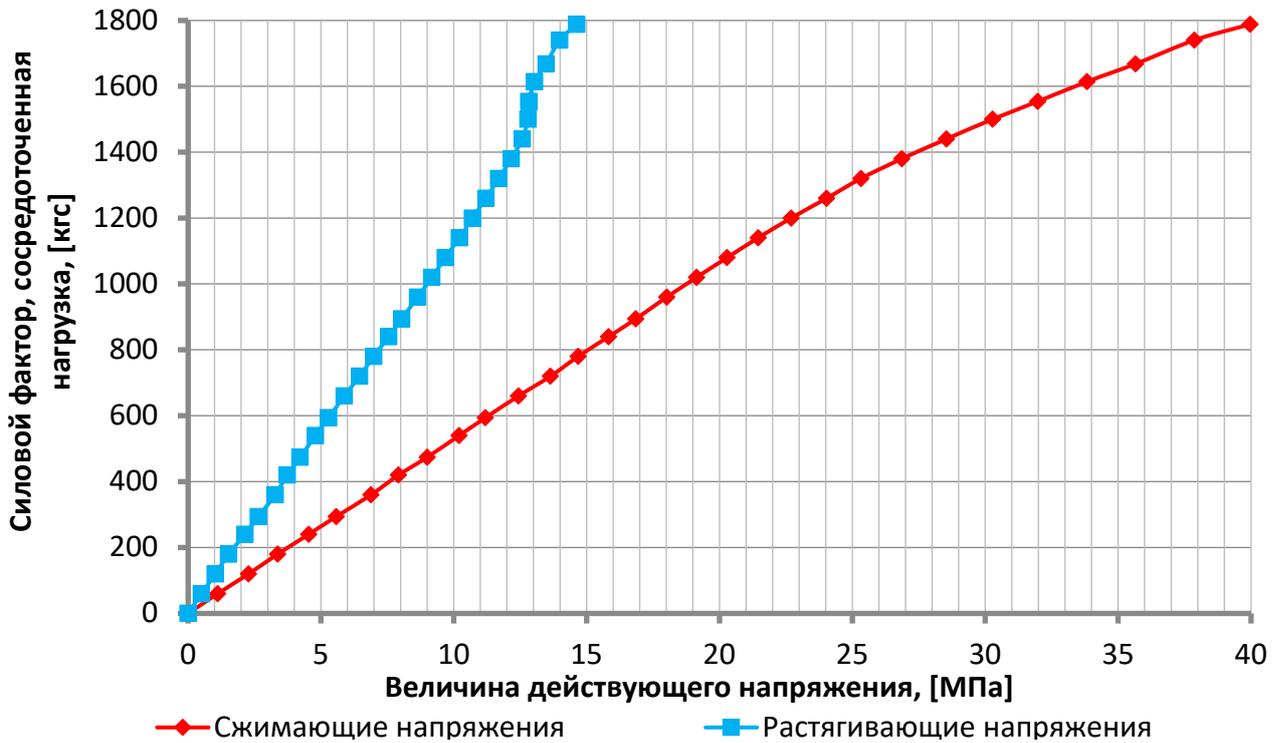


Рисунок 59. График функции роста значений нормальных напряжений (по модулю), действующих в нижнем растянутом и верхнем сжатом поясах балки.

Усиление стенки балки композитными пластинами в середине пролёта также приводит к росту значения критической нагрузки, при которой боковая деформация стенки балки достигает значения в 1,2 мм, но в меньшей степени – в 1,816 раза.

Причина неравномерного повышения значения предельной нагрузки на контролируемых участках заключается в их разном напряжённо-деформированном состоянии. В приопорных участках стенки балки действуют нормальные локальные напряжения $\sigma_{у.опор.}$ от опорных реакций конструкции, а также касательные напряжений $\tau_{ху}$ от действия поперечных сил. На участке стенки, под местом приложения расчётной нагрузки действуют касательные напряжения $\tau_{ху}$ и нормальные локальные напряжения $\sigma_{у.центр.}$, величина которых в 2 раза выше $\sigma_{у.опор.}$, а также продольные напряжения σ_x .

Величина критической нагрузки, при которой боковая деформация стенки достигает своего предельного допустимого значения в 1,2 мм, составляет:

– для сечения, расположенного над правой опорой: $F_{прав.3.1} = 982,1$ кгс;

– для сечения, расположенного в середине пролёта балки: $F_{\text{центр.3.1}} = 666,67$ кгс;

– для сечения, расположенного над левой опорой: $F_{\text{лев.3.1}} = 1699,3$ кгс.

В сжатом поясе балки происходит более интенсивный рост напряжений, чем в растянутом поясе. Чем выше значение действующей нагрузки, тем в большей степени нагружен сжатый пояс, одновременно с этим в растянутом поясе напряжения практически перестают нарастать. Как было отмечено ранее, это связано с особенностями работы сжато-изгибаемого пояса при наличии боковой деформации стенки балки.

Результаты численного расчёта испытанной стальной балки, усиленной композитными пластинами.

Дополнительно выполнено построение и расчёт модели стальной балки, усиленной композитными пластинами из стеклотекстолита СТЭФ в программном вычислительном комплексе Ansys. Для выполнения расчёта выполнен дополнительный поиск физико-механических параметров применённого композитного материала, которые не нормированы ГОСТ 12652-74:

1) согласно данным ООО «Торгово-промышленная компания «Пентан» физико-механические параметры стеклотекстолита СТЭФ [75]:

- предел прочности при растяжении вдоль основы ткани не менее 400 МПа;
- предел прочности при растяжении по утку ткани не менее 280 МПа;
- предел прочности при сжатии вдоль основы ткани не менее 500 МПа;
- предел прочности при сжатии по утку ткани не менее 330 МПа;
- предел прочности при изгибе вдоль основы ткани не менее 530 МПа;
- предел прочности при изгибе по утку ткани не менее 420 МПа;
- модуль упругости вдоль основы ткани не менее 26000 МПа;
- модуль упругости по утку ткани не менее 22000 МПа;

2) согласно данным ООО «Вестех Плюс» физико-механические параметры стеклотекстолита СТЭФ [117]:

- плотность $1600 \div 1800$ кг/м³;

- разрушающее напряжение при растяжении 300÷350 МПа;
- разрушающее напряжение при сжатии перпендикулярно плоскости листа 300÷400 МПа;
- разрушающее напряжение при изгибе перпендикулярно слоям 240÷400 МПа;
- модуль упругости вдоль основы ткани не менее 20000 МПа;
- модуль упругости по утку ткани не менее 15000 МПа.

3) в научном исследовании [58] приведены следующие физико-механические свойства стеклотекстолита СТЭФ:

- предел прочности при растяжении вдоль основы ткани не менее 380 МПа;
- предел прочности при растяжении по утку ткани не менее 380 МПа;
- предел прочности при сжатии вдоль основы ткани не менее 240 МПа;
- предел прочности при сжатии по утку ткани не менее 240 МПа;
- предел прочности при межслоевом сдвиге не менее 205 МПа;
- модуль упругости вдоль основы ткани не менее 28000 МПа;
- модуль упругости по утку ткани не менее 28000 МПа;
- модуль упругости перпендикулярно слоям не менее 8000 МПа;
- модуль сдвига по направлению XY не менее 6200 МПа, ось X направлена вдоль основы ткани, ось Y вдоль утка ткани, ось Z перпендикулярна плоскости слоёв стеклотекстолита;
- модуль сдвига по направлению YZ не менее 3000 МПа;
- модуль сдвига по направлению XZ не менее 3000 МПа;
- коэффициент Пуассона по направлению XY составляет 0,18;
- коэффициент Пуассона по направлению YZ составляет 0,40;
- коэффициент Пуассона по направлению ZX составляет 0,40.

Для построения и расчёта модели стальной балки, усиленной композитными пластинами, приняты следующие физико-механические характеристики стекло-текстолита СТЭФ:

- предел прочности при растяжении вдоль основы ткани 300 МПа;
- предел прочности при растяжении по утку ткани 200 МПа;
- предел прочности при сжатии вдоль основы ткани 240 МПа;
- предел прочности при сжатии по утку ткани 200 МПа;
- предел прочности при изгибе вдоль основы ткани 390 МПа;
- предел прочности при изгибе по утку ткани 280 МПа;
- сопротивление раскалыванию листов 166,6 кН/м;
- модуль упругости вдоль основы ткани 20000 МПа;
- модуль упругости по утку ткани 15000 МПа.
- модуль упругости перпендикулярно слоям 8000 МПа;
- модуль сдвига по направлению XY не менее 6200 МПа;
- модуль сдвига по направлению YZ не менее 3000 МПа;
- модуль сдвига по направлению XZ не менее 3000 МПа;
- коэффициент Пуассона по направлению XY составляет 0,18;
- коэффициент Пуассона по направлению YZ, ZX составляет 0,40.

Расчётная модель испытанной балки построена с учётом её начального несовершенства, выраженного наличием боковой деформации стенки над правой опорой величиной 0,6 мм. Общий вид рассчитываемой модели представлен на рисунке 60.

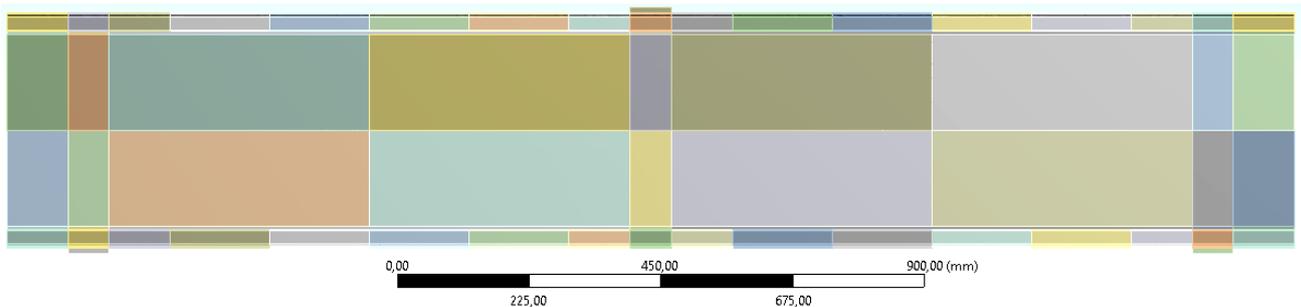


Рисунок 60. Общий вид расчётной модели комбинированной балки, стенка которой усилена прямоугольными плоскостными композитными элементами.

В таблице 12 приведены результаты статического расчёта модели балки с учётом её геометрической нелинейности, а также приведены данные о напряжённо-деформированном состоянии испытанной балки, измеренные при проведении испытания. Значения напряжённо-деформированного состояния балки приведены для момента её нагружения сосредоточенной силой величиной $F = 666,67$ кгс, при которой величина дополнительной боковой деформации стенки под местом приложения нагрузки достигла предельного допустимого значения в 1,2 мм. При этом на других контролируемых участках величина боковой деформации стенки балки меньше предельного допустимого значения.

На рисунках 61 ÷ 63 приведены результаты программного расчёта, выполненного в Ansys.

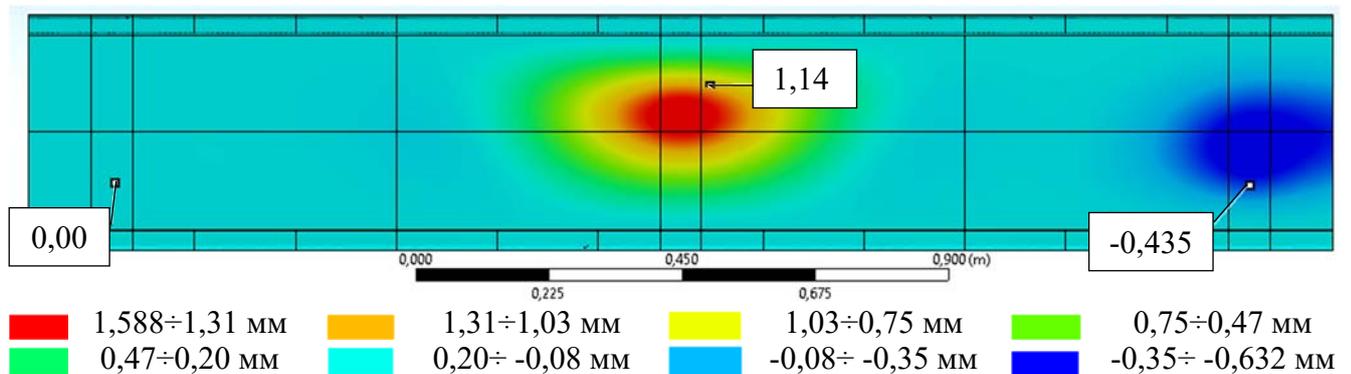


Рисунок 61. Боковая деформация стенки комбинированной балки, измеренная в местах установки датчиков измерения при значении нагрузки $F = 666,67$ кгс, [мм].

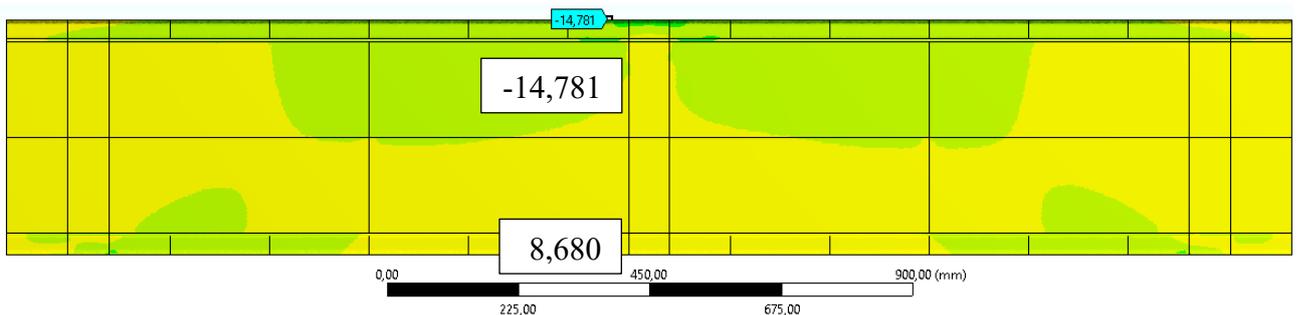


Рисунок 62. Значения нормальных напряжений, измеренных в местах установки тензорезисторов при значении нагрузки $F = 666,67$ кгс, [МПа].

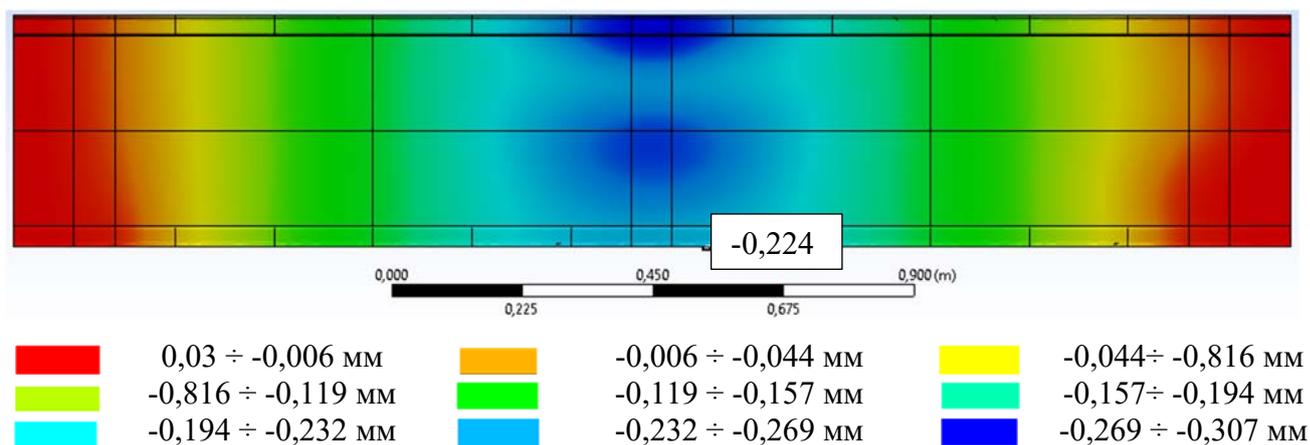


Рисунок 63. Значение вертикальной деформации, измеренной в месте установки прогибомера, при значении нагрузки $F = 666,67$ кгс, [мм].

Таблица 12. Данные результатов расчёта и выполненного испытания

Параметр сравнения	Результат испытания	Результат программного расчёта
Боковая деформация стенки над правой опорой	0,521 мм	0,4349 мм
Боковая деформация стенки в середине пролёта	1,200 мм	1,1401 мм
Боковая деформация стенки над левой опорой	0,040 мм	0,001 мм
Нормальные сжимающие напряжения в верхнем поясе балки	-12,567 МПа	-14,781 МПа
Нормальные растягивающие напряжения в нижнем поясе балки	5,943 МПа	8,68 МПа
Прогиб нижнего пояса балки в середине пролёта	0,155 мм	0,224 мм

При действии сосредоточенной нагрузки $F = 666,67$ кгс значения боковой деформации стенки балки, а также нормальных напряжений, действующих в её поясах, по результатам расчёта близки к фактическим значениям, измеренным при проведении эксперимента.

Верхний пояс балки работает в составе конструкции как сжато-изгибаемый элемент, из-за чего в случае расчётной модели значения нормальных сжимающих напряжений в верхнем поясе балки выше значения нормальных растягивающих напряжений в нижнем поясе в 1,7 раза. Из результатов расчёта вертикальной деформации балки, представленной на рисунке 63, следует, что её верхний пояс в зоне приложения сосредоточенной нагрузки имеет большую вертикальную деформацию, чем величина прогиба нижнего пояса балки.

Из сравнения значений боковых деформаций следует, что жёсткость стенки расчётной модели выше, чем испытанной балки. Из-за этого сжатый пояс балки в

расчётной модели воспринимает меньшую часть изгибающего момента, чем в испытанной конструкции. По этой причине поперечное сечение расчётной модели воспринимает больший изгибающий момент, чем поперечное сечение испытанной балки, из-за чего значение прогиба нижнего пояса расчётной модели балки оказалось выше, чем в случае испытанной конструкции.

Из анализа полученных данных, в процессе проектирования усиления стальной стенки балки композитными плоскостными элементами с применением программного вычислительного комплекса Ansys рекомендуется увеличивать значения вычисленной боковой деформации стенки в 1,2 раза.

2.6. Выводы по результатам испытаний

В таблице 13 приведены результаты выполненных испытаний.

Таблица 13. Результаты испытаний.

Контролируемый участок	Вариант усиления		
	без усиления	композитные уголки	композитные пластины
Над правой опорой	263,87 кгс	1284 кгс	982,1 кгс
В середине пролёта	367,1 кгс	1284 кгс	666,67 кгс
Над левой опорой	426,2 кгс	1284 кгс	1699,3 кгс

Усиление стенки балки композитными материалами приводит к росту значения расчётной нагрузки, которой возможно загрузить конструкцию. Усиление стенки балки вертикальными композитными рёбрами позволило выполнить нагружение конструкции в большей степени, чем в случае её усиления композитными пластинами.

Применение вертикальных рёбер из композитных уголков эффективно в случае нагружения балки сосредоточенной нагрузкой – в зоне приложения нагрузки и в зонах действия опорных реакций. В рамках выполненного эксперимента потеря устойчивости усиленной стенки произошла на участках между вертикальными композитными рёбрами.

Применение композитных пластин рационально в случае нагружения балки равномерно-распределённой нагрузкой. Усиление композитными пластинами позволяет повысить жёсткость стенки по всей длине усиливаемого участка балки.

Логичным является совместное применение указанных вариантов усиления стенки балки – установка вертикальных композитных рёбер в местах действия сосредоточенных сил, при монтаже которых устраняется имеющаяся боковая деформация стенки на усиливаемом участке, с выполнением последующего усиления стенки композитными пластинами на участках, расположенных между вертикальными композитными рёбрами.

Для выполнения дальнейшего анализа возможностей усиления стенки балки композитными материалами принят вариант усиления с применением композит-

ных плоскостных элементов. Это связано с тем, что расчёт, выполненный в программном комплексе Ansys для указанного случая усиления даёт более точный результат в сравнении с методом усиления вертикальными композитными рёбрами.

Как было отмечено в начале главы, при имеющихся условиях испытания – малом пролёте конструкции и малой величине действующей нагрузки, для проведения испытания принята балка с гибкой стенкой, балка 2-го класса. Фактически композитными элементами можно также выполнять усиление получивших большее распространение балок 1-го класса. Необходимость в усилении стенки балки появляется в ситуации, когда совокупность действующих на участке стенки напряжений оказывается выше критически допустимых значений. В зависимости от размеров такого участка стенки принимается решение либо о выполнении её локального усиления композитными пластинами, либо об укреплении стенки балки композитными пластинами по всей её длине и высоте.

Усиление стенки по всей её площади логично в случае балок 1-го класса, имеющих сварное составное сечение с высоким значением условной гибкости стенки. В случае локального усиления возможно применение композитных пластин прямоугольной формы, для случая усиления всей стенки балки по всей её площади, применение композитных пластин прямоугольной формы менее рационально. Это связано с тем, что плоскостные композитные элементы повышают жёсткость в том числе растянутой зоны стенки балки, усиление которой малоэффективно. По этой причине в следующей главе диссертации выполнена оптимизация формы плоскостного композитного элемента, усиливающего стенку балки по всей её длине и высоте, на примере большепролетной балки 1-го класса составного двутаврового сечения.

2.7 Выводы по главе 2

1) В результате проведённых испытаний получены новые экспериментальные данные о напряжённо-деформированном состоянии стальных балок, стенка которых усилена композитными элементами двух типов: вертикальными рёбрами из уголкового профиля и прямоугольными пластинами.

2) Усиление стенки балки композитными уголками приводит к росту её устойчивости в $3,29 \div 4,75$ раза в сравнении со стальной балкой, выполненной без усиления. Характер развития боковой деформации усиленной стенки балки – скачкообразный, отличается от развития деформации стальной балки без усиления.

3) Усиление стенки балки композитными пластинами привело к росту её устойчивости в $1,816 \div 3,986$ раза в сравнении со стальной балкой, выполненной без усиления. Характер развития боковой деформации усиленной стенки не изменился, в сравнении со стальной балкой без усиления.

4) Определено, что усиление стенки балки композитными материалами приводит к росту значения критической нагрузки, при которой стенка теряет устойчивость. Применение композитных пластин более эффективно в случае нагружения балки равномерно-распределённой нагрузкой, рёбер из уголков – против действия сосредоточенных сил. Возможно совместное применение исследованных типов усиления – укрепление стенки вертикальными рёбрами в местах действия сосредоточенных нагрузок с усилением стенки пластинами на участках между ними.

5) Построены и рассчитаны модели испытанных балок с учётом их начальных несовершенств в программно-вычислительном комплексе Ansys. Выполнено сравнение результатов расчёта со значениями измеренных в ходе испытания компонентов напряжённо-деформированного состояния балок в момент их нагружения критическими нагрузками. Расчёт балки, стенка которой усилена композитными пластинами, даёт более точный результат в сравнении с вариантом усиления балки композитными уголками.

6) Исходя из большей точности результатов программного расчёта с реальной работой конструкции, для дальнейшего исследования принят тип усиления стальной стенки балки композитными пластинами.

ГЛАВА 3. ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ СТАЛЬНОЙ БАЛКИ С УСИЛЕННОЙ КОМПОЗИТНЫМИ ПЛАСТИНАМИ СТЕНКОЙ

3.1. Описание конструктивного решения стальной балки с усиленной плоскостными композитными элементами особой формы стенкой

При проектировании стальных конструкций требуется выполнить проверки по первой и второй группам предельных состояний, согласно положениям СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции» [110]. Согласно ГОСТ 27751-2014 «Надёжность стропильных конструкций и оснований», к первой группе предельных состояний относятся [32]:

- разрушения любого характера;
- потеря устойчивости конструкции или её отдельных конструктивных элементов;
- развитие чрезмерных деформаций, вызванных деградацией свойств материала, пластичности, сдвигом в соединениях, чрезмерное раскрытие трещин.

В процессе проектирования стальных элементов особое внимание уделяется проверкам устойчивости всей конструкции и её отдельных элементов, что связано с высокими значениями гибкости применяемых стальных листов. При проектировании стальной балки должна быть обеспечена устойчивость её стенки. Если она не обеспечена, применяется, как правило, система поперечных и продольных рёбер жёсткости, которая разбивает стенку на отдельные отсеки. Возможным альтернативным вариантом повышения устойчивости как отдельного участка, так и всей стенки балки, является увеличение её толщины.

Также запатентованы технические решения балок со стенкой повышенной устойчивости:

- техническое решение стальной балки с континуально подкреплённой стенкой, которая усилена поперечно установленными множественными рёбрами жёсткости, выполненными из стального уголкового профиля [9];
- техническое решение комбинированной балки, выполненной с применением стали и бетона. Стенка стальной балки выполнена из 2-х гофрированных листов,

образованные между листами полости в зоне действия поперечных сил заполнены бетоном [7].

Обозначенные варианты повышения устойчивости стальной стенки балки имеют свои недостатки, к ним можно отнести: усложнение технологического процесса изготовления конструкции; увеличенный расход стали; неэффективное использование физико-механических свойств используемых материалов. К существенному недостатку указанных вариантов усиления следует отнести значительное усложнение производства работ в зданиях и сооружениях с круглосуточным режимом работы. В период производства работ для обеспечения безопасности требуется временная остановка всех технологических процессов, которая в определённых случаях невозможна.

Усиление стенки балки композитными пластинами, или плоскостными композитными элементами, приводит к повышению её жёсткости, как следствие, к повышению значения критической нагрузки, при которой она теряет свою устойчивость. Известны научные исследования [149], [173], [149], посвящённые возможностям применения полимерных композитных материалов для повышения устойчивости стенки балки. В исследованиях [149], [173] анализируется повышение устойчивости стальной стенки балки на приопорных участках против действия касательных напряжений в зависимости от применяемого метода усиления:

- с применением стеклопластикового композитного профиля таврового сечения в виде дополнительного ребра конструкции, смонтированного в приопорном отсеке балки, как с одной, так и симметрично с двух сторон стенки отсека;
- с применением углепластиковых композитных пластин со схемой армирования волокнами $+45^\circ/-45^\circ$, смонтированных с двух сторон стенки усиливаемого приопорного отсека.

В указанных исследованиях композитные элементы крепились к стальной стенке балки с применением двух типов эпоксидных клеев, с последующим исследованием их работы и механизмов разрушения. Из результатов работы [173] следует, что применение композитных элементов привело к росту предельной нагрузки, при которой происходит потеря устойчивости стенки балки до 51%.

В рамках диссертационного исследования разработано новое техническое решение комбинированной балки, состоящей из стального двутавра, стенка которого усилена с двух сторон плоскостными композитными элементами особой формы. Композитные пластины крепятся к стальной стенке балки с каждой стороны симметрично относительно её вертикальной оси. Оформлен патент на изобретение RU 2771153 С1 [6], представленный в приложении 2. Общий вид конструктивного решения представлен на рисунке 64, криволинейная форма нижней грани пластины определяется траекторией действия главных сжимающих напряжений в стальной стенке балки.

Техническое решение комбинированной балки возможно применять для изготовления как новых строительных конструкций, так и для усиления эксплуатируемых конструкций, вариант возможного усиления представлен на рисунке 65. В случае выполнения усиления плоскостные элементы должны быть изготовлены из полимерного композита с перекрёстным армированием волокнами по схеме $0^\circ/90^\circ$. В качестве армирующего наполнителя следует применять углеродное волокно или стекловолокно. Крепление композитных пластин к стальной стенке балки осуществляется как с применением болтовых соединений, так и с применением клеевых соединений на основе эпоксидных клеев [173].

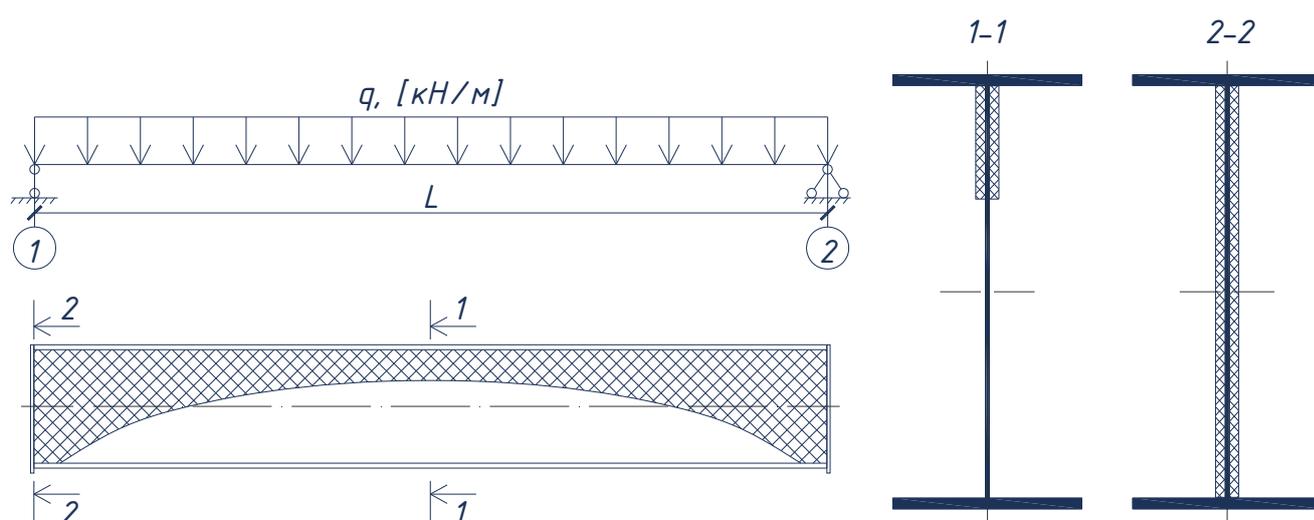


Рисунок 64. Конструктивное решение комбинированной балки, патент RU 2771153 С1 [6].

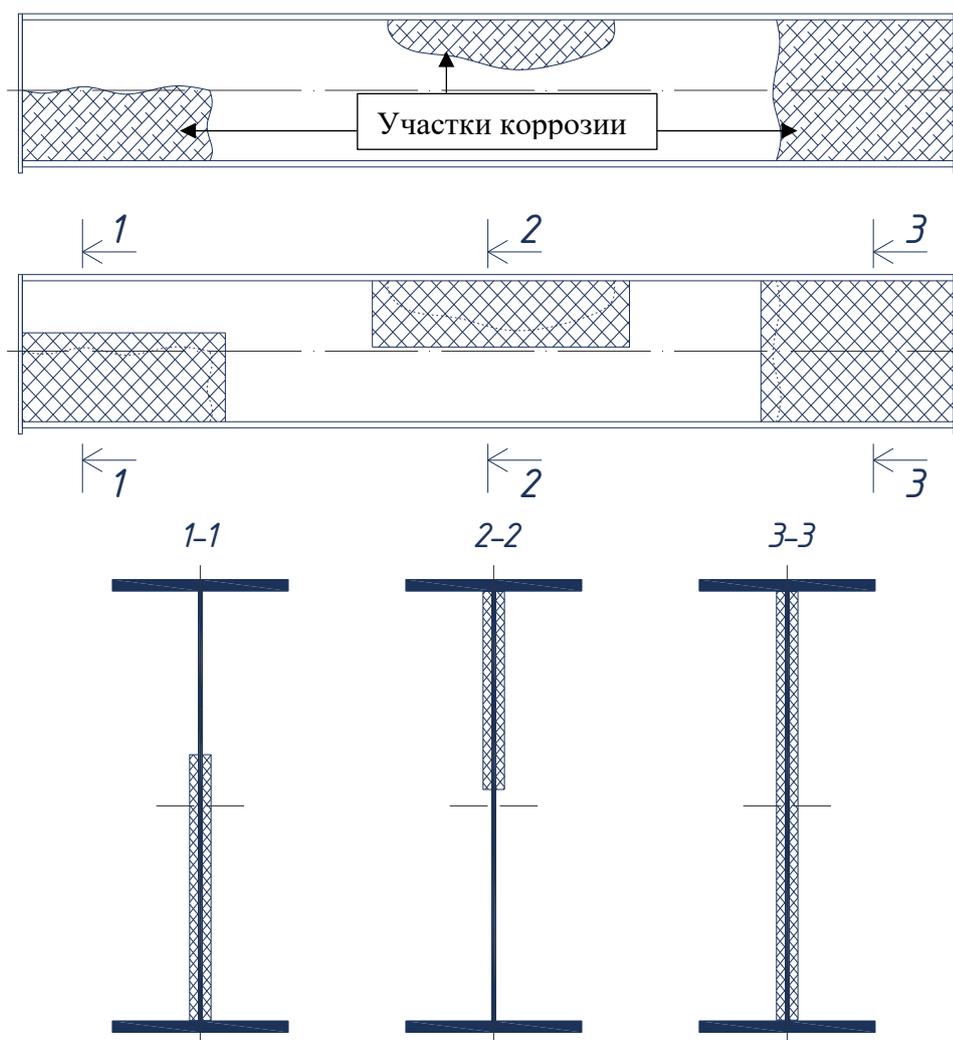


Рисунок 65. Вариант усиления плоскостными композитными элементами стальной стенки балки, повреждённой коррозией.

3.2. Определение зон рационального усиления стальной стенки балки композитными пластинами

Факторы, обеспечивающие рост устойчивости стальной стенки балки, укреплённой с двух сторон композитными пластинами особой формы:

- обеспечивается рост жёсткости стенки стальной балки за счёт увеличения её толщины плоскостными композитными элементами;
- использование композитных пластин в составе конструкции приводит к снижению значений напряжений, действующих в стальной стенке балки;
- частичное защемление стальной стенки балки композитными пластинами приводит к снижению значения её гибкости, как следствие, к росту значений критических напряжений, при которых должна произойти потеря устойчивости.

Исследования, посвящённые устойчивости стальных пластин, изложены в работах отечественных авторов: Н.А. Алфутова [1], В.З. Власова [18], А.А. Ильюшина [62], Б.М. Броуде [11], И.Г. Бубнова [12], Б.Г. Галёркина [21], С.П. Тимошенко [132], [133].

Эффект частичного заземления подробно проанализирован в работе С.П. Тимошенко «К вопросу об устойчивости сжатых пластинок» [131]. В работе исследовано влияние обжата стальной стенки балки стальными ламелями, которые крепятся к стенке и соединяются друг с другом заклёпочными соединениями. В своём исследовании С.П. Тимошенко отмечает: «Такое закрепление по своим свойствам может приближаться то к одному, то к другому из ранее рассмотренных случаев в зависимости от жёсткости тех частей, к которым край листа приклёпан. Если эти части очень жестки, край можно считать абсолютно заделанным; если же они гибки, податливы, то свойства закрепления приблизительно те же, что и в случае опёртого края» [132, с.144]. В этой работе автор анализирует влияние, оказываемое использованием ламелей в составе конструкции на форму потери устойчивости стальной стенки балки таврового сечения, и отмечает, что при их наличии устойчивость стенки повышается, что соответствует случаю заземления одного из краёв стальной пластины.

В случае применения композитных пластин в качестве элементов усиления также происходит частичное заземление стальной стенки балки, но выраженное в меньшей степени. Усиление композитными пластинами не изменит существенно характер работы конструкции, но их применение обеспечит рост значения критической нагрузки, при которой происходит потеря устойчивости стенки балки.

Потеря устойчивости стенки начинается с определённых участков, на которых величина действующих напряжений оказывается выше, чем величина критических напряжений потери устойчивости. При потере устойчивости стенки на локальном участке происходит изменение геометрической формы поперечного сечения балки, что приводит к уменьшению значений геометрических параметров сечения, как следствие, к смещению нейтральной оси сечения, к увеличению значений действующих в сечении напряжений.

В случае, когда потеря устойчивости стенки приведёт к изменению геометрической формы всего сечения, но при этом значения действующих напряжений не превысят расчётных значений сопротивления стали, конструкция продолжит функционировать. В процессе дальнейшей эксплуатации конструкции, при дополнительном увеличении действующей нагрузки, возникшие деформации стенки балки в результате потери её устойчивости продолжают развиваться до момента, пока не произойдёт либо образование пластического шарнира, либо повторная потеря устойчивости балки, но уже по новой форме.

В большинстве случаев конструкции проектируются, исходя из принципа наиболее рационального использования физико-механических свойств материалов, с обеспечением небольшого запаса несущей способности сечения, поэтому уже при первой потере устойчивости заложенный запас несущей способности конструкции может оказаться исчерпанным.

Незначительно нагруженные сжатые и растянутые участки стенки менее чувствительны к потере устойчивости, в виду более низких значений действующих в них напряжений. Усиление стенки балки на указанных участках плоскостными элементами из композитного материала не является критически необходимым.

Исследованию повышения устойчивости стальной пластины посвящена работа Б.М. Броуде «Устойчивость пластинок в элементах стальных конструкций» [11]. В ней автор исследует влияние утолщений стенки балки на величину критических напряжений, при которых происходит потеря устойчивости стенки конструкции. Для случая чистого изгиба Б.М. Броуде определил, что «полная заделка одного растянутого края пластинки, подверженной чистому изгибу, повышает наименьшую величину критического напряжения всего на 2,4%, по сравнению со случаем свободно опертого контура. В то же время известно, что полная заделка обеих ненагруженных сторон пластинки даёт повышение указанного напряжения на 65%. Отсюда можно заключить, что в пластинке с жёстко заделанным сжатым и свободно опёртыми краями наименьшее напряжение будет лишь незначительно меньше, чем в пластинке с обеими заделанными сторонами» [11, с.107].

Автором сделан вывод о том, что дополнительное укрепление растянутой части стенки ламелями незначительно влияет на повышение устойчивости стенки балки, чем в случае укрепления только сжатой части стенки. При достаточно большом отношении толщины укрепленного ламелями участка стенки к толщине стенки балки критическое напряжение имеет такую величину, как если бы основная стенка была жёстко подперта и упруго защемлена по расчётной границе утолщения [11, с.109].

В рамках поиска рациональной формы плоскостных элементов из композитного материала выполнено аналитическое решение задачи по определению участков стенки стальной балки, на которых происходит потеря устойчивости. Расчёты потери устойчивости выполнены согласно положениям СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции» [110]. На рисунке 66 приведён алгоритм подбора параметров составного сечения балки по критериям обеспечения несущей способности и выполнения проверки устойчивости сечения, применяемый в последующем анализе.

Для обеспечения устойчивости балки и её элементов при подборе параметров проектируемого сечения должны быть выполнены следующие проверки:

- 1) Проверка потери общей устойчивости балки.

Обеспечение общей устойчивости балки зависит от параметров раскрепления её сжатого пояса. Когда общая устойчивость конструкции не обеспечена, изменяется общая форма балки с поворотом её сечений относительно продольной оси элемента, совместно с искривлением её продольной оси. Общая устойчивость балки считается обеспеченной при выполнении условия:

$$\frac{M_x}{\varphi_b * W_{cx} * R_y * \gamma_c} \leq 1 \quad (3.1)$$

где: M_x – изгибающий момент, действующий в плоскости стенки балки;

φ_b – коэффициент устойчивости балки при изгибе;

R_y – расчётное сопротивление стали при растяжении;

γ_c – коэффициент условий работы конструкции.

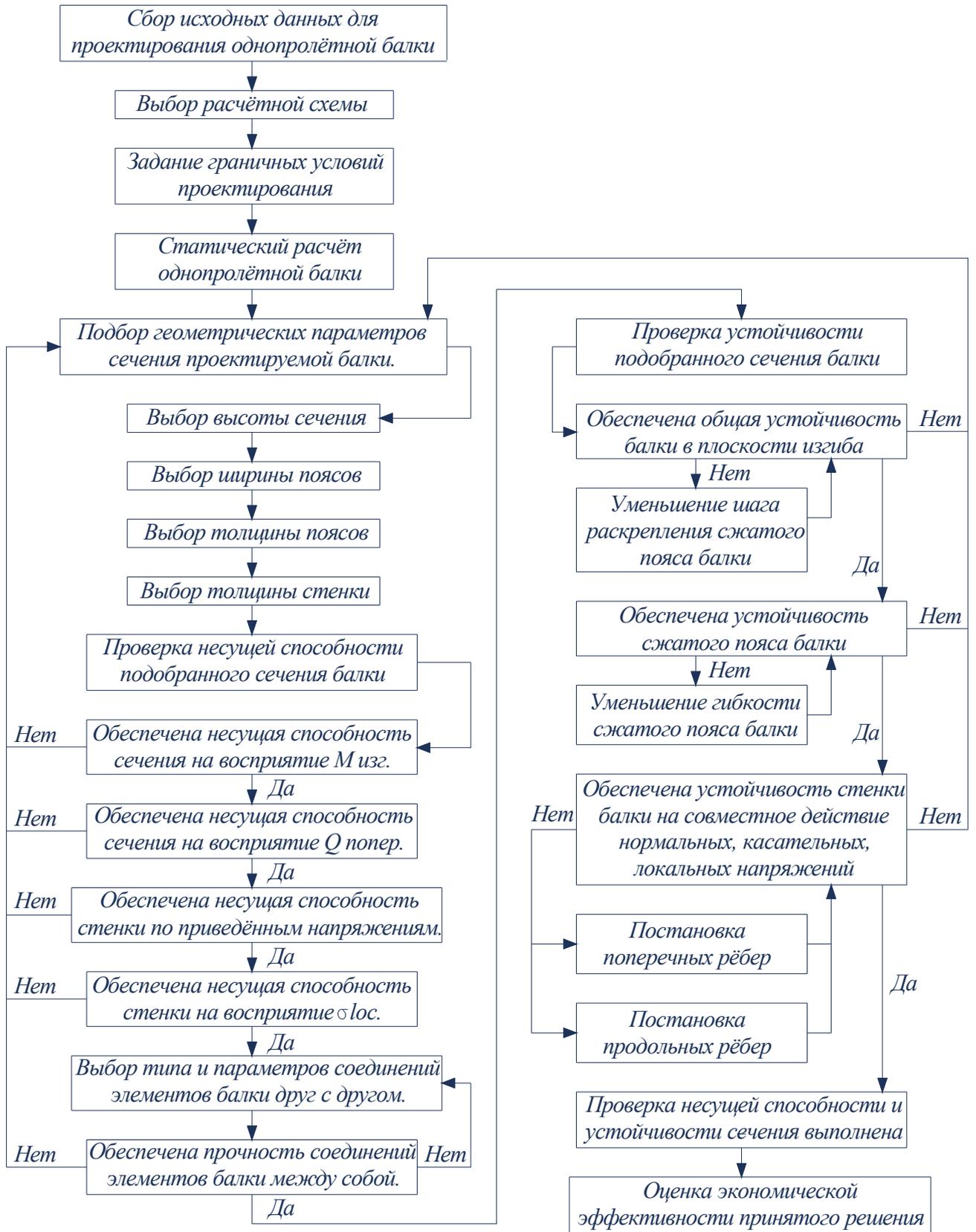


Рисунок 66. Алгоритм расчёта балки составного двутаврового сечения.

2) Проверка локальной устойчивости сжатого пояса балки.

Обеспечение локальной устойчивости сжатого пояса зависит от значения его гибкости и степени нагружения. Когда устойчивость сжатого пояса не обеспечена, при нагружении конструкции происходит его волнообразное выпучивание. Устойчивость пояса балки считается обеспеченной при выполнении условия:

$$\lambda_f \leq \lambda_{uf} \quad (3.2)$$

$$\lambda_f = b_{ef}/t_f * \sqrt{R_{yf}/E} \quad (3.3)$$

$$\lambda_{uf} = 0,5 * \sqrt{R_{yf}/\sigma_c} \quad (3.4)$$

где R_{yf} – расчётное сопротивление пояса балки;

b_{ef} – ширина неокаймлённого свеса пояса;

t_f – толщина пояса.

3) Проверка устойчивости стенки балки.

Местная потеря устойчивости стенки балки происходит в том случае, когда величина действующих в стенке компонентов напряжений ($\sigma_{норм.}$, $\sigma_{лок.}$, $\tau_{касат.}$) оказывается выше допустимого значения. Потеря устойчивости стенки балки может произойти как от сочетания нескольких компонентов напряжений, так и от действия одного типа напряжения. Проверка устойчивости стенки балки 1-го класса производится с учётом ограничений по формуле:

$$\begin{cases} \sqrt{(\sigma_x/\sigma_{cr} + \sigma_{loc}/\sigma_{loc.cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2}/\gamma_c \leq 1 \\ \sigma_{loc} \neq 0 \\ \lambda_w \leq 6 * \sqrt{R_y/\sigma_x} \end{cases} \quad (3.5)$$

где σ_x – нормальное напряжение в стенке;

σ_{loc} – локальное напряжение в стенке от сосредоточенной нагрузки;

τ – усреднённое касательное напряжение в стенке балки.

Значение критического нормального напряжения σ_{cr} определяется по формуле:

$$\sigma_{cr} = c_{cr} * R_y/\lambda_w^2 \quad (3.6)$$

где c_{cr} – коэффициент, значение которого определяется в зависимости от величины комплексного коэффициента δ , а также типа применяемых поясных со-

единений балки;

δ – коэффициент, вычисляемый по формуле:

$$\delta = \beta * (b_f/h_{ef}) * (t_f/t_w)^3 \quad (3.7)$$

где β – коэффициент, значение которого принимается в зависимости от условий работы сжатого пояса;

b_f, t_f – ширина и толщина сжатого пояса балки;

h_{ef}, t_w – расчётная высота стенки и её толщина.

Значение критического локального напряжения $\sigma_{loc.cr}$ определяется по формуле:

$$\sigma_{loc.cr} = c_1 * c_2 * R_y / \lambda_w^2 \quad (3.8)$$

где c_1 – коэффициент, значение которого принимается в зависимости от соотношения сторон рассчитываемого отсека, а также отношения условной длины распределения нагрузки к расчётной высоте стенки балки;

c_2 – коэффициент, принимаемый в зависимости от соотношения сторон отсека и значения коэффициента δ ;

λ_w – условная гибкость стенки, вычисляемая по формуле:

$$\lambda_w = (h_{ef}/t_w) * \sqrt{R_y/E} \quad (3.9)$$

Значение критического касательного напряжения $\sigma_{loc.cr}$ определяется по формуле:

$$\tau_{cr} = 10,3 * (1 + 0,76/\mu^2) * R_s / \lambda_d^2 \quad (3.10)$$

где μ – отношение размеров сторон проверяемого отсека;

λ_d – гибкость стенки, вычисляемая по формуле:

$$\lambda_d = (d/t_w) * \sqrt{R_y/E} \quad (3.11)$$

Для определения зон рационального усиления стенки балки композитными пластинами выполнен расчёт устойчивости стальной стенки однопролётной балки, согласно формулам (3.5) ÷ (3.11). При выполнении расчёта принято, что стенка балки не усилена продольными и поперечными рёбрами, опирание балки осуществляется через 2 торцевых опорных ребра. Расчёт устойчивости стенки указанной балки позволяет определить форму зоны, где значение коэффициента

использования по устойчивости больше 1, следовательно, устойчивость участка не обеспечена.

Параметры балки приняты таким образом, чтобы обеспечивалось выполнение следующих условий:

- несущая способность балки обеспечена;
- общая устойчивость балки обеспечена;
- устойчивость сжатого пояса балки обеспечена;
- потеря устойчивости стенки балки происходит при напряжениях, меньших значения расчётного сопротивления стали растяжению.

Для анализа принята стальная однопролётная двутавровая балка 1-го класса, перекрывающая пролёт 18 м, с постоянным по длине конструкции сечением. Левая опора балки шарнирно-неподвижная, правая опора шарнирно-подвижная, опорные сечения балки закреплены от каких-либо боковых смещений и поворотов. К верхнему поясу балки приложена полезная статическая нагрузка с шагом 1 м, величина единичной нагрузки составляет 70 кН, что эквивалентно равномерно распределённой нагрузке в 70 кН/м. Принято, что нагрузка приложена к верхнему поясу балки центрально без эксцентриситета, изгиб балки происходит в её вертикальной плоскости. Расчётная схема балки представлена на рисунке 67.

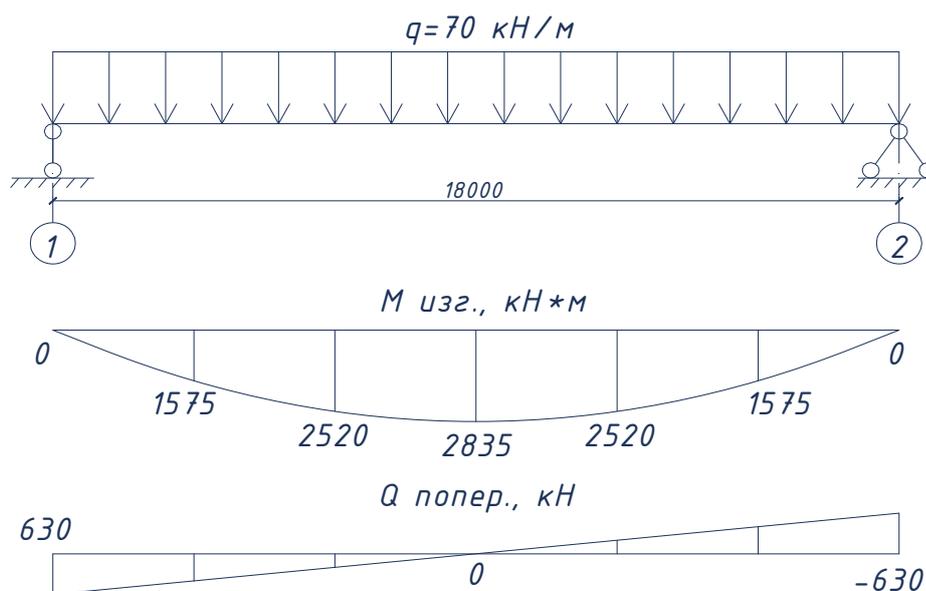


Рисунок 67. Расчётная схема балки, эпюры внутренних усилий.

В таблице 14 приведены параметры расчётного сечения, свойств стали, коэффициента условий работы конструкции. На рисунке 68 показано расчётное сечение балки.

Таблица 14. Расчётные параметры конструкции.

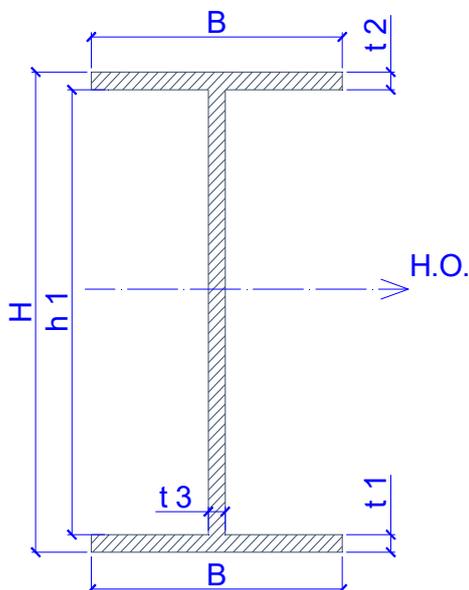


Рисунок 68. Расчётное сечение балки.

Расчётные характеристики
Н сеч. = 1,350 м
В сеч. = 0,340 м
$t_1 = 0,018$ м
$t_2 = 0,018$ м
$t_3 = 0,008$ м
$h_1 = 1,314$ м
$A_{\text{сеч.}} = 0,022752$ м ²
$I_{\text{сеч.}} = 0,006942$ м ⁴
$h_{\text{н.о.}} = 0,675$ м
$E_{\text{стали}} = 206000$ МПа
$R_y = 310$ МПа (С345)
$R_s = 171,24$ МПа (С345)
$\gamma_c = 0,9$

Проверка несущей способности сечения и проверки устойчивости балки выполнены в приложении 3.1. В анализируемом случае условная гибкость стенки составляет:

$$\bar{\lambda}_w = (h_{ef}/t_w) * \sqrt{R_y/E} = (1314 \text{ мм}/8 \text{ мм}) * \sqrt{310 \text{ МПа}/\sqrt{2,06 * 10^5 \text{ МПа}}} = 6,371 \quad (3.12)$$

Наибольшее значение нормального сжимающего напряжения, действующего в стенке балки, составляет:

$$\sigma = M_{\text{изг.макс}} * (h_{ef} * 0,5)/I_{\text{сеч.}} = 2835 \text{ кН} * \text{м} * 0,657 \text{ м}/0,006942 \text{ м}^4 = 268,31 \text{ МПа} \quad (3.13)$$

Проверка дополнительного условия (3.5) по ограничению значения условной гибкости стенки:

$$\bar{\lambda}_w = 6,371 < 6,449 = 6 * \sqrt{310 \text{ МПа}/268,31 \text{ МПа}} = 6 * \sqrt{R_y/\sigma} \quad (3.14)$$

Проверка условия выполняется, формула (3.5) применима для анализируемого случая расчёта стальной балки с заданными параметрами сечения. В рамках

исследования необходимо определить участки рационального укрепления плоскостными композитными элементами стенки стальной балки, выполненной без усиления. Для решения поставленной задачи исследования применена формула (3.15), полученная преобразованием формулы (3.5):

$$k_{исп} = \sqrt{(\sigma_x/\sigma_{cr} + \sigma_{loc}/\sigma_{loc.cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2}/\gamma_c \quad (3.15)$$

Как было отмечено ранее, формула (3.5) предназначена для проверки устойчивости стальной стенки балки, расположенной в отсеке, ограниченном поперечными, а также продольными рёбрами и поясами балки. В рассчитываемом отсеке сопоставляются значения действующих напряжений со значениями критически допустимых напряжений потери устойчивости стенки отсека.

Когда стенка балки не укреплена поперечными и продольными рёбрами, величина напряжений, вызывающих потерю устойчивости стенки, оказывается значительно ниже, чем в случае её укрепления рёбрами. В этом случае при определении значений критических нормальных напряжений выполняется расчёт для двух отношений сторон стенки балки [110, п.8.5.5].

Для балки, стенка которой не укреплена рёбрами жёсткости, критическое касательное напряжение, полученное с учётом упругого защемления с учётом упругого защемления стенки в поясах, рассчитывается по формуле:

$$\tau_{cr} = 10,3 * R_s/\lambda_w^2 \quad (3.16)$$

В анализируемом случае принято, что при расчёте значения коэффициента использования по устойчивости опорные реакции воспринимаются опорными рёбрами, смонтированными по торцам балки. Влияние опорных рёбер не учитывается при расчёте значения критических касательных напряжений стенки балки. Наличие опорного ребра оказывает благоприятное воздействие на устойчивость части приопорного участка стенки балки, однако в рамках диссертационного исследования данный вопрос не исследуется.

Значение коэффициента использования по устойчивости, определяемое по формуле (3.15), представляет собой отношение совокупности действующих напряжений к значениям критически допустимых напряжений. Когда совокупность действующих напряжений превышает критически допустимые напряжения,

значение коэффициента использования по устойчивости оказывается больше 1 и наоборот. На участках, где величина коэффициента больше 1, в первую очередь происходит развитие потери устойчивости стенки балки. При повышении жёсткости подобных участков, например, за счёт установки композитных пластин, происходит рост значений критических напряжений потери устойчивости. Указанная мера позволяет выполнить нагружение конструкции в большей степени до момента потери устойчивости стенки балки.

Для выполнения задачи исследования разработан алгоритм расчёта, на основании формул (3.5) ÷ (3.16), согласно требованиям СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции». Разработана электронная таблица, выполненная в EXCEL [138], с применением которой определены значения коэффициента использования по устойчивости в 110 точках по длине и высоте половины пролёта стенки балки, по 11 точек на каждое вертикальное сечение, расположенное под местом приложения расчётной нагрузки. Результаты расчётов приведены на рисунках 69 и 70, синими изолиниями обозначены те участки, где значение коэффициента меньше 1, красными – где значение превышает 1.

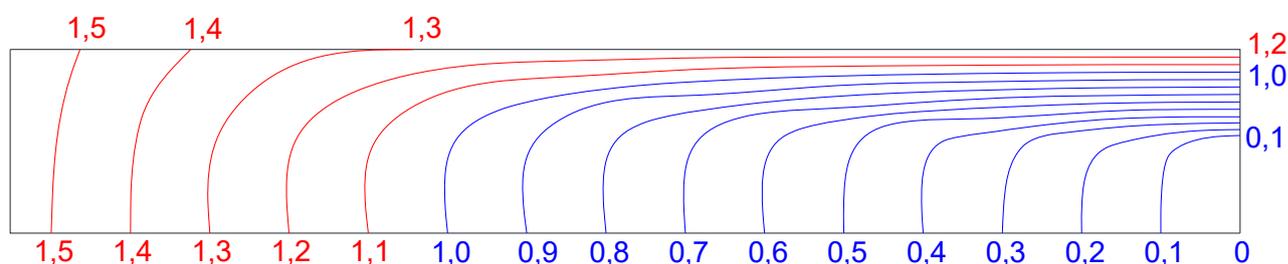


Рисунок 69. График распределения изолиний коэффициента использования по устойчивости стенки на половине пролёта балки.

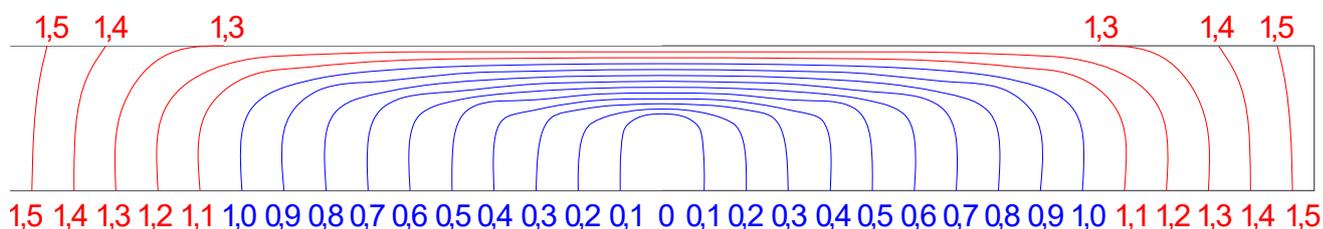


Рисунок 70. График распределения изолиний коэффициента использования по устойчивости всей стенки балки.

Можно выделить три зоны, требующие дополнительного усиления композитными пластинами для повышения устойчивости стенки балки:

– Зона действия наибольших нормальных сжимающих и локальных напряжений. Потеря устойчивости стенки на данном участке характеризуется её волнообразным выпучиванием. Направление волн выпучивания стенки перпендикулярно продольной оси балки.

– Зона действия наибольших касательных напряжений. Потеря устойчивости стенки на данном участке характеризуется перекашиванием стенки с образованием волн, перпендикулярным направлению действия главных сжимающих напряжений.

– Зона совместного действия нормальных, локальных и касательных напряжений. Форма деформации стенки на данном участке зависит от преобладания влияния одного из компонентов действующих напряжений относительно остальных компонентов.

Согласно результатам аналитического расчёта, несущая способность принятого для анализа сечения обеспечена, но при этом не обеспечена устойчивость стенки балки против совместного действия напряжений. Для возможной эксплуатации балки без принятия каких-либо мер по повышению устойчивости стенки балки требуется снизить расчётную нагрузку с 77 кН/м до 48 кН/м на 37,6%. Балка подобного типа не рациональна, требуется выполнить её усиление.

В случае действия единичной сосредоточенной нагрузки, главным фактором, определяющим потерю устойчивости стенки, является действие локальных напряжений σ_y . В подобном случае логичным является усиление стенки балки поперечным ребром, а не плоскостными элементами из композитных материалов. В случае, когда влияние локальных напряжений не является существенным и не определяет форму потери устойчивости стенки балки, применение усиливающих плоскостных композитных элементов является наиболее оптимальным.

3.3. Особенности выполнения расчёта потери устойчивости балки с применением программного вычислительного комплекса Ansys

Выполненное аналитическое решение позволяет получить информацию только о рациональных зонах усиления стенки балки. Определение рациональной формы плоскостных композитных элементов, зависимости роста устойчивости стенки в зависимости от толщины композитных пластин, а также поиск точного значения требуемой толщины плоскостного элемента можно выполнить только при построении и последующем расчёте модели исследуемой конструкции в программном комплексе, основанном на методе конечных элементов.

Для поиска взаимосвязи между ростом устойчивости стальной стенки балки и параметрами плоскостных композитных элементов, усиливающих её, выполнены расчёты моделей с применением программного вычислительного комплекса Ansys. Построение объёмной модели выполнялось с применением программного комплекса Solidworks, с её последующим экспортом в Ansys. Элементы модели в Ansys автоматически разбиваются на множество конечных элементов, при этом пользователь изначально задаёт требуемую форму конечных элементов. Для решения задач с плоскими элементами применяются треугольники, четырёхугольники, шестиугольники, с объёмными элементами применяются тетраэдры. Точность решения зачастую определяется плотностью вычислительной сетки, для повышения точности расчёта можно уменьшить размеры применяемых конечных элементов.

Все вычисления, производимые в программном комплексе, выполняются для конечных элементов расчётной модели, а все решения сводятся к решению уравнений статики каждого конечного элемента в матричной форме с учётом всех граничных условий. В программе статический расчёт конечного элемента выполняется согласно закону Гука, связывающего деформации и напряжения в элементах:

$$\sigma = \varepsilon * E \quad (3.17)$$

Запись закона Гука в матричной форме для конечного элемента имеет следующий вид:

$$\{F\} = \{x\} * [K] \quad (3.18)$$

где $\{F\}$ – вектор независимых компонентов тензора сил;

$\{x\}$ – вектор независимых компонентов тензора деформаций;

$[K]$ – матрица жёсткости конечного элемента.

Полная форма записи закона Гука в форме вычисления деформаций для объёмного элемента:

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} & K_{14} & K_{15} & K_{16} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} & K_{24} & K_{25} & K_{26} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} & K_{34} & K_{35} & K_{36} \\ K_{41} & K_{42} & K_{43} & K_{44} & K_{45} & K_{46} \\ K_{51} & K_{52} & K_{53} & K_{54} & K_{55} & K_{56} \\ K_{61} & K_{62} & K_{63} & K_{64} & K_{65} & K_{66} \end{bmatrix} * \begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \\ \tau_{xy} \end{pmatrix} \quad (3.19)$$

Результатом решения статической задачи являются полученные значения напряжений, деформаций, изменения энергии тела при деформации и пр. Основное отличие аналитического расчёта с применением расчётных формул от программного расчёта модели, построенной полностью из объёмных элементов, заключается в том, что при аналитическом расчёте рассматривается модель идеальной конструкции, что отличается от случая реальной ситуации.

При программном расчёте удаётся учесть концентрации напряжений на опорных участках, определить точное распределение напряжений по объёму конструкции, выполненной из разнородных материалов, учесть начальные несовершенства конструкции и прочие факторы, которые могут повлиять на результаты расчёта. По этой причине выполнение поверочных расчётов с применением программных вычислительных комплексов позволяет получить более точные и подробные результаты.

В рамках исследования произведено построение расчётных моделей балок, составные элементы которых разбиты на множество конечных элементов тетраэдрической формы. При построении моделей комбинированных балок для всех разнородных элементов конструкций заданы соответствующие физико-механические свойства. Для стальной части сечения заданы параметры, представ-

ленные в таблице 14.

Плоскостные композитные элементы, принятые для исследования, изготовлены методом пропитки под давлением [78], армирование композита волокнами выполнено по схеме $0^\circ/90^\circ$. При подобной ориентации волокон свойства композитного материала в указанных взаимно перпендикулярных направлениях одинаковы, что говорит о монотропии его свойств. Матрица податливости монотропного материала имеет следующий вид [143, с.340]:

$$[s] = \begin{bmatrix} 1/E_1 & -\mu_{21}/E_2 & -\mu_{21}/E_2 & 0 & 0 & 0 \\ -\mu_{12}/E_1 & 1/E_2 & -\mu_{32}/E_2 & 0 & 0 & 0 \\ -\mu_{12}/E_1 & -\mu_{32}/E_2 & 1/E_2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1/G_{23} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G_{12} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G_{12} \end{bmatrix} \quad (3.20)$$

Композитные пластины размещаются таким образом, чтобы направления армирования волокнами $0^\circ/90^\circ$ полностью совпадали с направлениями продольной оси балки (ось «X») и вертикальной оси балки (ось «Y»).

После подготовки расчётной модели выполняются расчёты. Определение устойчивости стальной стенки балки состоит из трёх этапов.

Этап №1. Статический расчёт системы. По результатам расчёта определяются значения напряжений и деформаций, возникшие в расчётной системе от действующих нагрузений, с учётом заданных ограничений.

Этап №2. Линейный расчёт потери устойчивости. Результаты статического расчёта в виде напряжений и деформаций экспортируются в отдельный программный блок, позволяющий выполнить расчёт линейной потери устойчивости. Данный тип расчёта позволяет определить возможные формы линейной потери устойчивости системы (возмущение системы, её отклонение от исходного состояния), а также значения критических сил, при которых они возникают. В рамках расчёта можно задать поиск нескольких форм потери устойчивости, наиболее опасной формой является та, которая возникает при наименьшем значении критической нагрузки. Для определения потери устойчивости конструкции на данном этапе расчёта во всех случаях принята 1-ая форма линейной потери устойчивости.

Последующие формы потери устойчивости, которые возникают при более высоких значениях критических нагрузок, предполагают ситуацию, при которой первая или предыдущая форма потери устойчивости, возникшая при меньшем значении критической нагрузки, не произошла. То есть форма потери устойчивости более высокой критической нагрузки возникает относительно базовой расчётной модели, не потерявшей устойчивость при более низких значениях этой нагрузки.

Линейный анализ устойчивости позволяет определить теоретическое значение внешних критических сил $F_{\text{лин.}}$, при которых происходит потеря устойчивости системы. При выполнении линейного расчёта учитывается, что базовая система не имеет начальных несовершенств, за счёт этого программа способна рассчитать критическое значение теоретической нагрузки, при которой происходит потеря устойчивости. Согласно линейному расчёту идеальной модели, при нагружении системы критической теоретической нагрузкой произойдёт мгновенное развитие деформации системы, соответствующее состоянию её потери устойчивости. Критическое состояние системы в момент потери устойчивости в данном случае является точкой бифуркации системы, что представлено на рисунке 71.

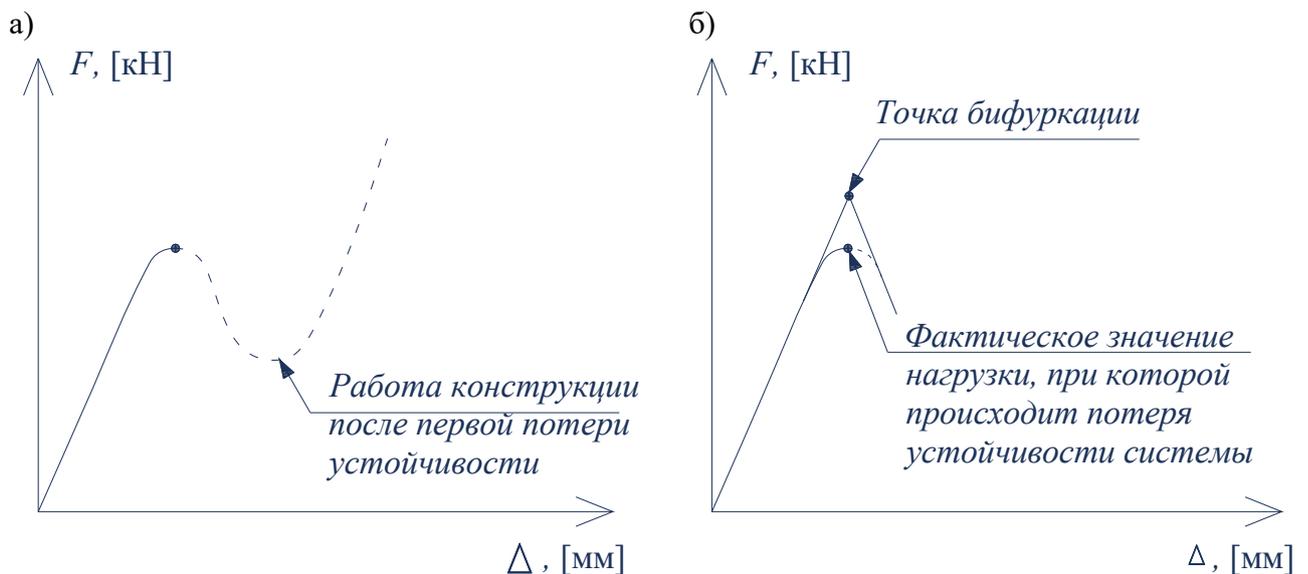


Рисунок 71. Графики функции отношения внешней нагрузки к деформации конструкции:
 а) нелинейный статический расчёт системы; б) линейный расчёт устойчивости системы.

В строительных конструкциях практически во всех случаях имеются начальные несовершенства, возникшие на одном из этапов жизненного цикла конструкции: изготовлении, монтаже, эксплуатации. Наличие начальных несовершенств конструкции влияет на величину критической нагрузки, при которой происходит её потеря устойчивости. Для определения реального значения критической нагрузки требуется выполнение расчёта с учётом начальных несовершенств системы.

Этап №3. Нелинейный расчёт потери устойчивости. Указанный тип расчёта выполняется для модели конструкции с заданным начальным несовершенством. В модуле нелинейного расчёта учитывается геометрическая нелинейность конструкции, определяется развитие её начальной деформации при росте значения внешней действующей нагрузки. Алгоритм нелинейного расчёта:

- расчётной схеме конструкции задаётся начальное несовершенство;
- первоначально к системе прикладывается нагрузка F_1 :

$$F_1 = F_n/n \quad (3.21)$$

где F_n – конечное значение расчётной нагрузки;

n – число расчётных итераций. Количество итераций принимается в зависимости от требуемой точности расчёта;

- выполняется статический расчёт с определением изменения начального несовершенства конструкции при базовом значении нагружения F_1 ;
- выполняется перестроение расчётной модели с учётом развития начальной формы несовершенства системы, которое вызвано первоначальным нагружением;
- для перестроенной расчётной модели выполняется следующий статический расчёт системы с определением дальнейшего развития формы начального несовершенства при новом значении нагружения F_i :

$$F_i = i * F_n/n \quad (3.22)$$

где i – шаг расчётной итерации.

- на последнем шаге расчётной итерации выполняется статический расчёт с определением итоговой деформации системы при значении нагружения F_n .

При исследовании устойчивости стенки определяющим видом деформации является боковая деформация стенки балки. Анализируя графики изменения боковой деформации стенки, становится возможным определить значение критической нагрузки, при достижении которой значительно изменяется скорость развития её деформации, что соответствует моменту потери устойчивости. Пример подобного графика представлен на рисунке 76.

Для выполнения нелинейного расчёта потери устойчивости в качестве начального несовершенства конструкции принята изменённая геометрия базового варианта балки, заданная по первой форме потери устойчивости, определённой в рамках линейного расчёта. Момент потери устойчивости конструкции по её первой форме зависит напрямую от величины заданной начальной деформации (начального возмущения системы).

В случае, когда заданная начальная деформация стенки очень мала, исходная геометрическая модель балки практически не изменяется, в связи с этим форма потери устойчивости, вычисленная в рамках нелинейного расчёта, будет идентична первой форме потери устойчивости, полученной по линейному расчёту. Значение критической нагрузки потери устойчивости в этом случае одинаково для обоих вариантов расчёта – линейного и нелинейного.

В случае, когда начальная деформация окажется значительно развитой, может измениться характер потери устойчивости конструкции. При большой начальной деформации стенки, когда нагрузка достигнет критического значения, потеря устойчивости конструкции по первой форме не произойдёт. Вместо этого будет развиваться заданная начальная деформация стенки балки, до тех пор, пока не произойдёт потеря устойчивости при более высоком уровне нагружения, но уже по другой форме потери устойчивости.

По этой причине величина максимальной начальной боковой деформации стенки балки ограничена и принята равной 0,25 мм для всех вариантов выполненных расчётов. Данное ограничение позволяет определить при выполнении нелинейного расчёта фактическое значение критической нагрузки, при которой происходит потеря устойчивости стенки балки по её первой форме, вычисленной в рам-

ках линейного расчёта.

В комплексе Ansys выполнено построение и последующий расчёт конечно-элементной модели стальной балки, проанализированной в предыдущем разделе, геометрические параметры которой представлены в таблице 14. Общий вид модели с приложенными к ней нагрузками представлен на рисунках 72 ÷ 73. На рисунке 74 показано распределение нормальных напряжений по длине и высоте балки.

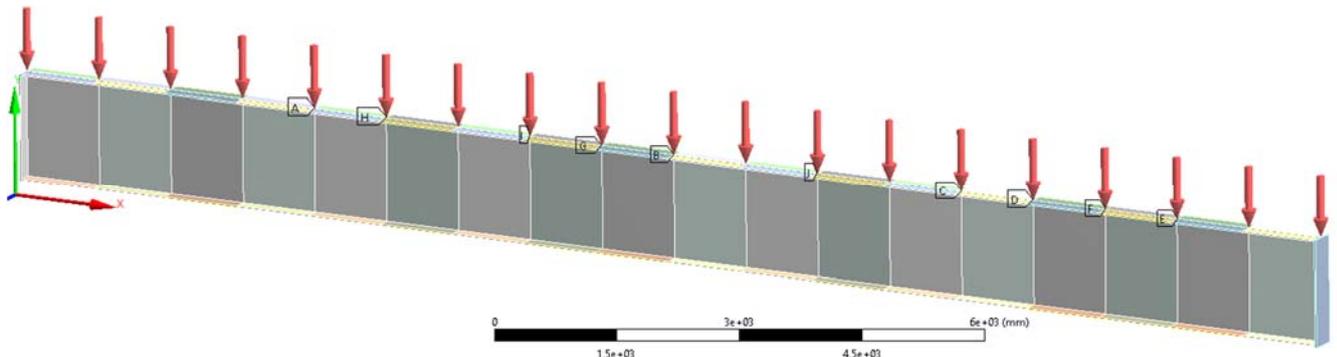


Рисунок 72. Общий вид модели однопролётной балки с приложенной к её верхнему поясу нагрузкой.

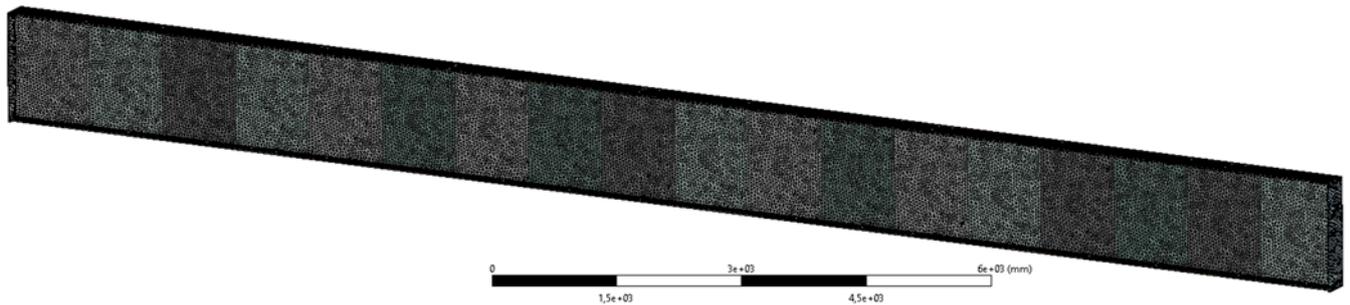


Рисунок 73. Расчётная модель балки, разбитая на множество конечных элементов тетраэдрической формы.

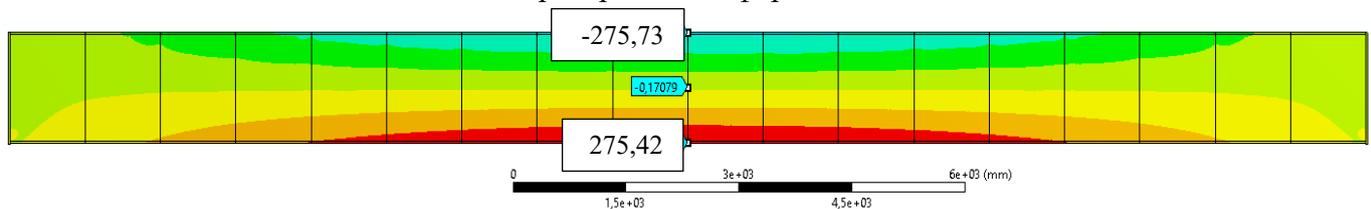


Рисунок 74. Распределение нормальных напряжений в балке, максимальное по модулю значение составляет $\sigma_x = 275,73$ МПа.

Следует выделить следующие особенности модели:

- по торцам балки смонтированы стальные опорные листы, на левой опоре балки задано шарнирно-неподвижное закрепление, на правой опоре – шарнирно-подвижное;
- сосредоточенные нагрузки приложены к верхнему поясу балки с шагом 1 м;

– в местах приложения сосредоточенных сил введены дополнительные точечные связи, предотвращающие возможную общую потерю устойчивости балки.

Результат линейного расчёта потери устойчивости приведён на рисунке 75. Коэффициент линейной устойчивости в данном случае составляет $k_{\text{лин.уст.}} = 0,994$, величина критической нагрузки, при которой происходит потеря устойчивости (без учёта несовершенств), составляет $F_{\text{крит.}} = 69,647$ кН/м, что на 0,5% ниже расчётной действующей нагрузки. Причина потери устойчивости стенки балки заключается в совместном действии нормальных сжимающих и локальных напряжений, достигающих своего наибольшего значения в середине пролёта балки, в верхней части стенки.

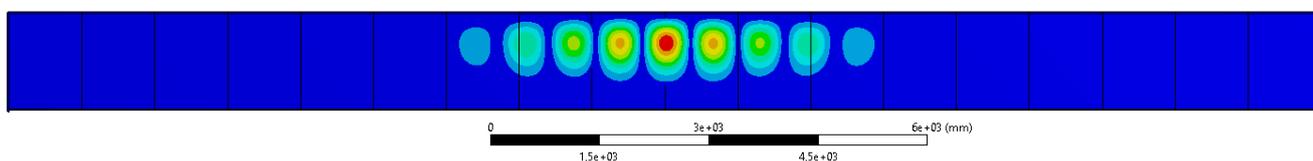


Рисунок 75. Форма линейной потери устойчивости рассчитываемой модели.

Результаты нелинейного расчёта потери устойчивости представлены на рисунке 76. На рисунке показана функция изменения боковой деформации стенки на участке, расположенном в середине пролёта балки. По оси абсцисс откладывается значение расчётной нагрузки (в долях единицы), по оси ординат – значение боковой деформации стенки, возникшей при текущем значении нагружения.

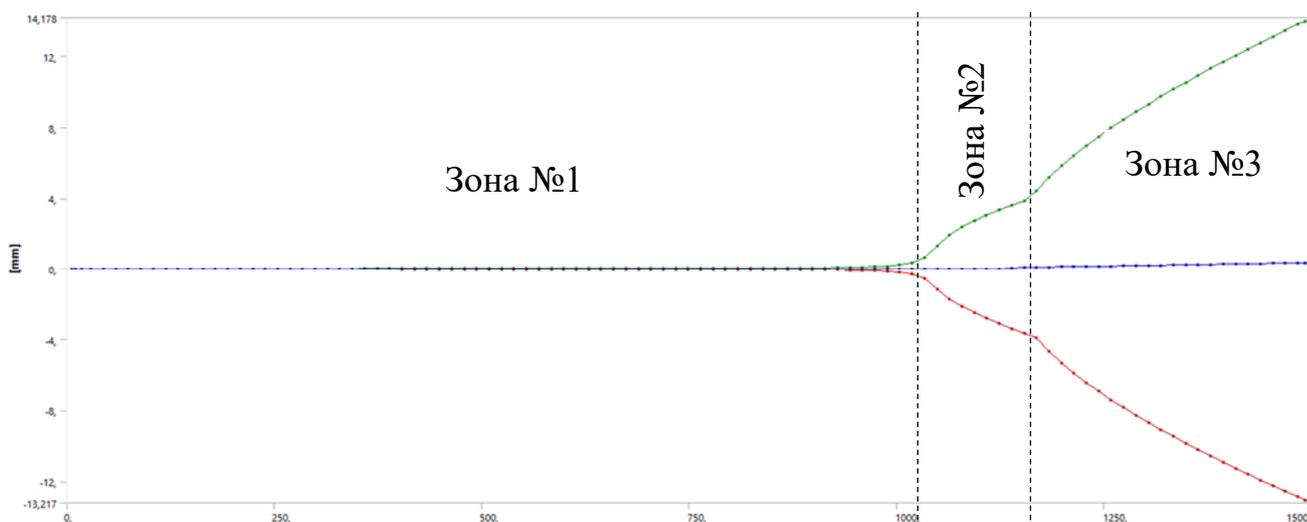


Рисунок 76. График функции изменения боковой деформации стенки балки в зависимости от значения действующей нагрузки.

Проанализировав характер развития боковой деформации, можно определить значение критической нагрузки, после достижения которой происходит резкое изменение скорости развития боковой деформации стенки балки. Подобное изменение скорости деформации стенки свидетельствует о её потере устойчивости. Анализируя график функции, представленный на рисунке 76, можно выделить 3 зоны развития боковой деформации стенки:

– Зона №1. Одновременно с ростом значения действующей нагрузки, увеличивается значение начальной боковой деформации стенки балки с постоянной скоростью k_1 . Взаимосвязь между значением приложенной нагрузки и величиной упругой деформации прямо пропорциональна:

$$\Delta_I = k_1 * F_I \quad (3.23)$$

где Δ_I – величина боковой деформации стенки балки;

F_I – величина приложенной нагрузки;

k_1 – скорость развития боковой деформации.

– Зона №2. После нагружения балки критической расчётной нагрузкой $F_I = 61,36$ кН/м происходит потеря устойчивости системы. Форма потери устойчивости представлена на рисунке 77 (а). Вычисленное в рамках нелинейного расчёта устойчивости системы значение критической нагрузки F_I оказалось ниже на 11,9%, чем значение критической нагрузки, определённое по линейному расчёту $F_{\text{крит.}} = 69,647$ кН/м. Потеря устойчивости характеризуется резким изменением скорости развития боковой деформации стенки балки, новая скорость роста деформации $k_2 \gg k_1$.

– Зона №3. После дальнейшего нагружения балки, при значении критической расчётной нагрузки $F_{II} = 73,843$ кН/м происходит вторая потеря устойчивости системы. Форма потери устойчивости представлена на рисунке 77 (б). Потеря устойчивости характеризуется резким повторным увеличением скорости развития боковой деформации. На момент второй потери устойчивости в системе действуют нормальные сжимающие напряжения $\sigma_x = \pm 292,12$ МПа, что превышает расчётное сопротивление стали на растяжение в анализируемом расчётном случае.

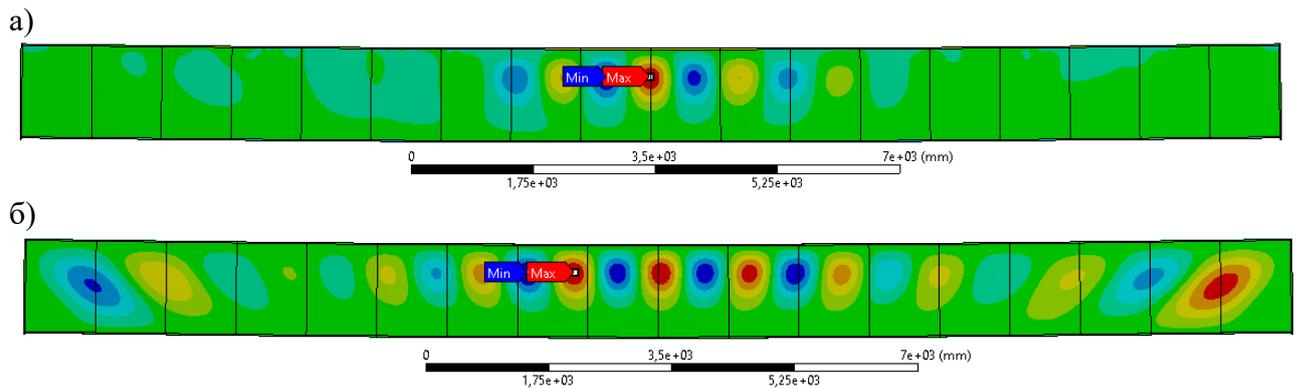


Рисунок 77. Формы потери устойчивости: а) наступившей при нагрузке $F_I = 61,36$ кН/м ($\Delta_I = 0,11 \div 3,87$ мм); б) наступившей при нагрузке $F_{II} = 73,843$ кН/м ($\Delta_{II} > 3,87$ мм).

Таким образом, в рамках анализа определено значение критической нагрузки потери устойчивости стенки балки, равное $F_I = 61,36$ кН/м, что на 12,34% ниже значения расчётной нагрузки.

3.4. Влияние формы и геометрических параметров плоскостных композитных элементов на устойчивость стальной стенки балки

В предыдущих разделах определены участки требуемого усиления стальной стенки балки, также определена первая форма её потери устойчивости с вычислением значения критической нагрузки, при которой она возникает. Без применения современных программных вычислительных комплексов определение рациональной формы плоскостных композитных элементов, применяемых для повышения устойчивости стальной стенки балки, невозможно.

Определение рациональной формы плоскостного композитного элемента, применяемого для повышения устойчивости стальной стенки балки

С применением программного вычислительного комплекса Ansys построен ряд расчётных моделей стальной балки, усиленной плоскостными элементами различной формы. Геометрические параметры стальной балки представлены в таблице 14. Всего рассмотрены 3 варианта возможной формы усиливающих стенку балки композитных пластин, формы элементов представлены в таблице 15.

Таблица 15. Принятые для анализа формы плоскостных композитных элементов.

№	Форма пластины
1	
2	
3	

Выполнено построение ряда расчётных моделей стальных балок, усиленных композитными пластинами различной формы. В качестве композитного материала принят углепластик ВКУ-35, разработанный ФГУП «ВИАМ» ГНЦ РФ [141], армированный волокнами по схеме $0^\circ/90^\circ$. Полимерный композит ВКУ-35 является конструкционным углепластиком, выполненным на основе равнопрочной углеродной ткани и модифицированного связующего марки ВСЭ-17.

Плотность композита составляет 1550 кг/м^3 , температура эксплуатации от -60°C до $+150^\circ\text{C}$, уровень сохранения свойств углепластика при максимальной рабочей температуре в $+150^\circ\text{C}$ составляет: 1) 100% - для предела прочности при растяжении; 2) 81% - для предела прочности при сжатии; 3) 89% - для предела прочности при изгибе [20]. Физико-механические свойства углепластика, принятые для выполнения расчёта, представлены в таблице 16.

Таблица 16. Физико-механические свойства углепластика ВКУ-35 [20], [141]

№	Параметры жёсткости композита	Расчётное сопротивление композита
1	$E_{\text{раст}}^{0^\circ} = 71 \text{ ГПа}$; $E_{\text{сж}}^{0^\circ} = 62 \text{ ГПа}$	$R_{\text{раст}}^{0^\circ} = 750 \text{ МПа}$; $R_{\text{сж}}^{0^\circ} = 550 \text{ МПа}$
2	$E_{\text{раст}}^{90^\circ} = 66 \text{ ГПа}$; $E_{\text{сж}}^{90^\circ} = 61 \text{ ГПа}$	$R_{\text{раст}}^{90^\circ} = 680 \text{ МПа}$; $R_{\text{сж}}^{90^\circ} = 470 \text{ МПа}$
3	$\vartheta_{0^\circ} = 0,04$; $\vartheta_{90^\circ} = 0,05$	$R_{\text{межслойный сдвиг}}^{0^\circ} = 44 \text{ МПа}$ $R_{\text{межслойный сдвиг}}^{90^\circ} = 40 \text{ МПа}$

Критерий оценки рациональной формы плоскостных композитных элемен-

тов выражен соотношением:

$$k_{\text{эффект.}} = F_{\text{крит.}}/m_{\text{комп.}} \quad (3.24)$$

где $F_{\text{крит.}}$ – значение критической нагрузки, при которой стальная стенка балки, усиленная 2-мя композитными пластинами, теряет устойчивость;

$m_{\text{комп.}}$ – расход композитного материала, применённого для изготовления 2-х плоскостных элементов.

Для выполнения расчёта в данном случае принято, что толщина обоих плоскостных элементов усиления составляет 2 мм. Результаты расчёта устойчивости 3-х стальных балок, стенка которых укреплена плоскостными композитными элементами разной формы, приведены в таблице 17, частично представлены в приложении 3.2.

Таблица 17. Влияние формы плоскостного композитного элемента на значение критической нагрузки.

№ формы	$F_{\text{крит.}}$ [кН]	$F_{\text{крит.}}/F_{\text{расч.}} * 100\%$	$m_{\text{комп.}}$ [кг]	$k_{\text{эффект.}}$ [кН/кг]
1	76,354	109,07 %	55,214	1,38287
2	75,088	107,26 %	45,254	1,65925
3	74,867	106,95 %	37,906	1,97507

Наиболее эффективными формами плоскостных композитных элементов являются формы № 2 и 3. В данных случаях криволинейная форма нижней грани пластины повторяет траекторию главных сжимающих напряжений, действующих в стальной стенке балки.

Для случая усиления анализируемой стальной балки наиболее опасно влияние нормальных сжимающих напряжений, действующих в середине пролёта конструкции, которые приводят к возникновению первой формы потери устойчивости. Вторая форма потери устойчивости определяется действием касательных напряжений. Влияние локальных напряжений на потерю устойчивости, в сравнении с влиянием нормальных и касательных напряжений, выражено в меньшей степени. Уменьшение площади поверхности композитного элемента приводит к снижению критической нагрузки, при которой происходит первая форма потери устойчивости.

Оценка влияния на устойчивость стальной стенки балки толщины усиливающего плоскостного элемента и вида композитного материала

Следующим этапом анализа является оценка влияния типа композитного материала и толщины плоскостного элемента на рост устойчивости стенки балки. Выполнен совместный анализ обоих исследуемых параметров плоскостных элементов, результаты приведены в таблицах 19 и 20, частично представлены в приложении 3.3.

Выбраны два типа композитных материалов: 1) углепластик ВКУ-35; 2) стеклопластик ВПС-48. Стеклопластик выполнен на основе равнопрочной ткани Porcher 7781 и связующего ВСЭ-1212, физико-механические свойства композита представлены в таблице 18. Оба вида композитных материалов являются конструкционными, предназначены к использованию в судостроении, строительстве и автомобилестроении [141].

Таблица 18. Физико-механические свойства стеклопластика ВПС-48 [107], [66]

№	Параметры жёсткости композита	Расчётное сопротивление композита
1	$E_{раст}^{00} = 29$ ГПа ; $E_{сж}^{00} = 30$ ГПа	$R_{раст}^{00} = 450$ МПа ; $R_{сж}^{00} = 630$ МПа
2	$E_{раст}^{900} = 28$ ГПа ; $E_{сж}^{900} = 29$ ГПа	$R_{раст}^{900} = 425$ МПа ; $R_{сж}^{900} = 500$ МПа
3	$\nu_{xy} = 0,37$	$R_{межслойный\ сдвиг}^{xy} = 71$ МПа $R_{межслойный\ сдвиг}^{xz} = 90$ МПа

Для выполнения анализа влияния толщины плоскостных элементов на рост устойчивости стенки балки выбрана пластина формы №3, представленной в таблице 15. Толщина плоскостных элементов, выбранная для анализа, составляет: 0,5 мм; 1,0 мм; 2,0 мм; 3,0 мм.

Таблица 19. Влияние параметра толщины плоскостных элементов из углепластика ВКУ-35 на значение критической нагрузки.

Толщина пластины, [мм]	$F_{крит.}$, [кН]	$\frac{F_{крит.}}{F_{расч.}} * 100\%$	$m_{комп.}$, [кг]	$F_{крит.}/m_{комп.}$, [кН/кг]
0,5	66,918	95,59 %	9,467	7,068
1,0	69,666	99,52 %	18,934	3,6794
2,0	74,867	106,95 %	37,906	1,97507
3,0	81,128	115,89 %	56,804	1,4282

Таблица 20. Влияние параметра толщины плоскостных элементов из стеклопластика ВПС-48 на значение критической нагрузки.

Толщина пластины, [мм]	$F_{\text{крит.}}$, [кН]	$\frac{F_{\text{крит.}}}{F_{\text{расч.}}} * 100\%$	$m_{\text{комп.}}$, [кг]	$F_{\text{крит.}}/m_{\text{комп.}}$, [кН/кг]
0,5	64,236	91,76 %	11,5212	5,575
1,0	65,663	93,80 %	23,042	2,850
2,0	69,232	98,90 %	46,084	1,502
3,0	73,04	104,34 %	69,128	1,056

По результатам расчётов построен график функции изменения величины внешней критической нагрузки, приводящей к потере устойчивости системы по первой форме, в зависимости от типа композитного материала и толщины плоскостного элемента, представленный на рисунке 78.

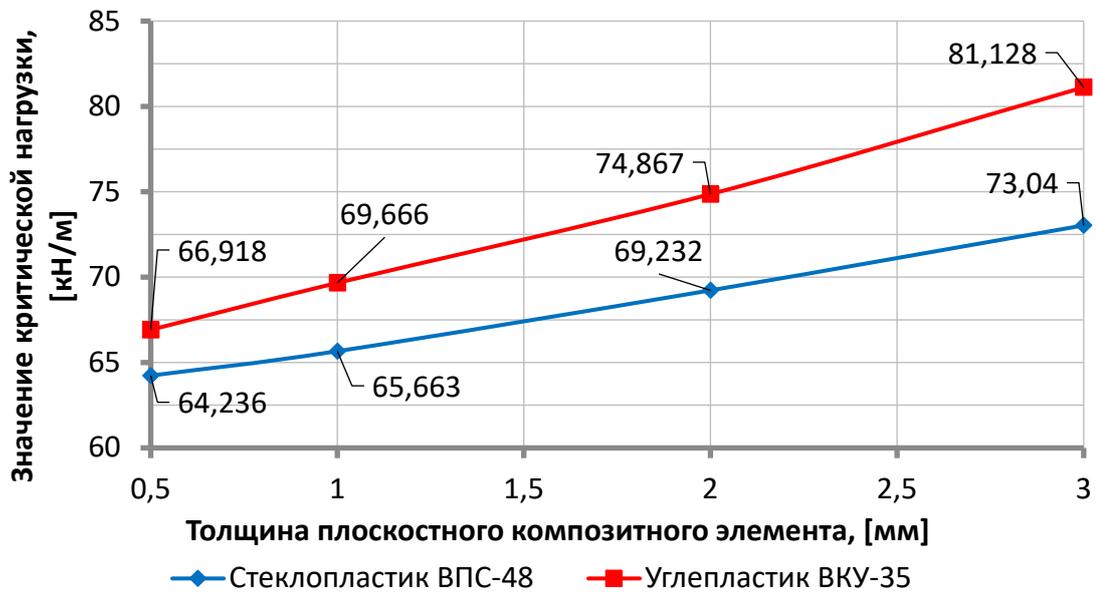


Рисунок 78. График функций изменения значения критической нагрузки от толщины плоскостных композитных элементов на примере двух видов композитного материала.

Можно сделать следующие выводы:

1) Рост толщины плоскостных элементов обеспечивает рост значения критической нагрузки, и, как следствие, рост устойчивости стенки балки. Функция роста устойчивости является близкой к линейной. В анализируемом случае функцию зависимости устойчивости от толщины плоскостных элементов можно описать выражением:

– для углепластика ВКУ-38:

$$F_{\text{крит.}} = 5,684 * t_k + 64,076 \quad (3.25)$$

где t_k – толщина композитной пластины;

$F_{\text{крит.}}$ – величина критической нагрузки.

– для стеклопластика ВПС-48:

$$F_{\text{крит.}} = 3,5216 * t_k + 71,279 \quad (3.26)$$

Полученная информация позволяет оптимизировать процесс выбора рациональной толщины плоскостных элементов в зависимости от требуемого значения критической нагрузки. Для этого достаточно после выбора формы плоскостного элемента и типа применяемого композитного материала рассчитать значение критической нагрузки для двух моделей комбинированных балок, выполненных с плоскостными элементами наименьшей и наибольшей толщины. Впоследствии становится возможным определить уравнение линейной функции, которое отражает взаимосвязь между толщиной плоскостного элемента и величиной критической нагрузки, применяя которое можно определить требуемое значение толщины пластины, обеспечивающей необходимое значение критической нагрузки.

2) Усиление стальной стенки балки плоскостными элементами, выполненными из композита ВКУ-35 с более высоким значением модуля упругости, обеспечивает прирост значения критической нагрузки в большей степени, чем в случае применения композита ВПС-48 с меньшим модулем упругости.

3) Если на устойчивость системы оказывают значительное влияние нормальные сжимающие напряжения, но при этом влияние локальных напряжений мало-значительно, то логичным является применение полимерных волокнисто-армированных композитных материалов с однонаправленным расположением волокон. У композитов подобного типа модуль упругости вдоль волокон в несколько раз выше, чем у анализируемых в данном расчётом случае композитных материалов со схемой армирования волокнами $0^\circ/90^\circ$.

Оценка влияния на устойчивость стальной стенки балки значения минимальной высоты плоскостного элемента

Следующим параметром плоскостного композитного элемента, влияющего на рост значения критической нагрузки, является значение минимальной высоты плоскостного элемента H_{min} , представленной на рисунке 79.

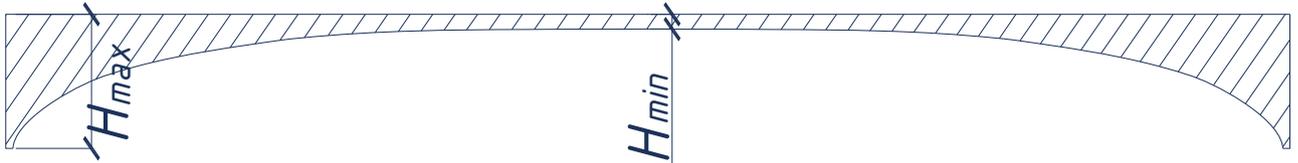


Рисунок 79. Параметры высоты, определяющие форму плоскостного композитного элемента.

Увеличение значения минимальной высоты плоскостного элемента H_{min} предполагает смещение криволинейной нижней грани пластины в сторону растянутого пояса. Максимальная высота плоскостного элемента – постоянна, увеличение значения H_{min} до значения H_{max} будет соответствовать ситуации усиления стальной стенки балки пластинами прямоугольной формы. В таблице 21 представлены анализируемые формы плоскостных элементов с разным значением их минимальной высоты H_{min} . Для анализа принято, что плоскостные элементы выполнены из углепластика ВКУ-35. В таблице 22 приведены результаты выполненных расчётов, которые также частично представлены в приложении 3.4.

Таблица 21. Формы плоскостных элементов, принятые для анализа.

H_{min}	Форма пластины
$\frac{H_{min}}{H_{max}}$	
1	2
142 мм	
$\frac{9}{100}$	
300 мм	
$\frac{23}{100}$	

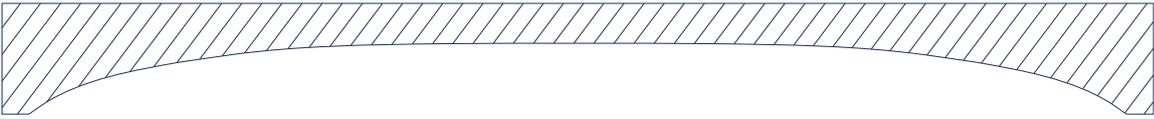
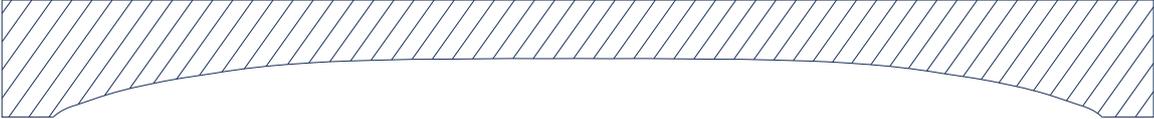
1	2
470 мм	
$\frac{36}{100}$	
652 мм	
$\frac{50}{100}$	

Таблица 22. Влияние параметра минимальной высоты плоскостных элементов на значение критической нагрузки.

H_{min} , [мм]	$F_{крит.}$, [кН]	$\frac{F_{крит.}}{F_{расч.}} * 100\%$	$m_{комп.}$, [кг]	$F_{крит.}/m_{комп.}$, [кН/кг]
142	74,867	106,95 %	37,906	1,97507
300	80,125	114,46 %	55,14	1,4664
470	85,73	122,47 %	73,548	1,1656
652	92,012	131,44 %	92,446	0,9953

По результатам расчётов построен график функции изменения величины внешней критической нагрузки, приводящей к потере устойчивости системы, в зависимости от величины значения минимальной высоты плоскостного элемента H_{min} , представленный на рисунке 80.

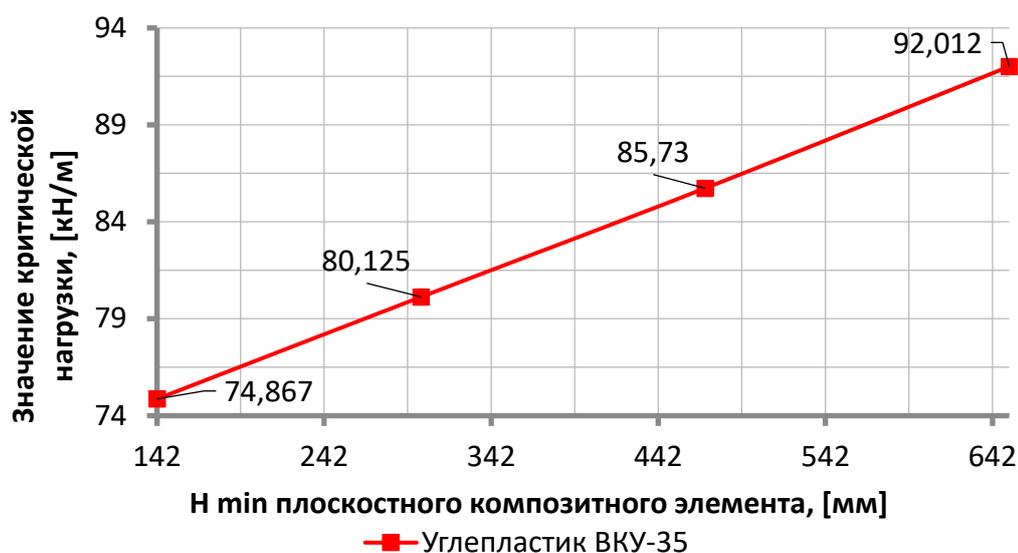


Рисунок 80. График функций изменения значения критической нагрузки от значения минимальной высоты плоскостных композитных элементов на примере углепластика ВКУ-35.

Можно сделать следующие выводы:

1) Смещение нижней криволинейной грани плоскостного элемента по направлению к нижней полке балки приводит к росту величины критической нагрузки. Функция роста устойчивости является линейной. В анализируемом случае функцию зависимости устойчивости от минимальной высоты H_{min} плоскостных элементов можно описать:

$$F_{\text{крит.}} = 0,0336 * H_{min} + 70,093 \quad (3.27)$$

Полученная информация позволяет оптимизировать процесс выбора значения оптимальной высоты плоскостных композитных элементов в зависимости от требуемого значения критической нагрузки. Для этого достаточно после выбора формы плоскостного элемента и типа применяемого композитного материала рассчитать значение критической нагрузки для двух моделей комбинированных балок, выполненных с плоскостными элементами, имеющими наибольшую и наименьшую минимальную высоту H_{min} .

Впоследствии становится возможным определить уравнение линейной функции, которое будет отражать взаимосвязь между параметром минимальной высоты H_{min} плоскостного элемента и величиной критической нагрузки, применяя которое можно определить требуемое значение минимальной высоты H_{min} , обеспечивающей необходимое значение критической нагрузки.

2) Увеличение минимальной высоты H_{min} усиливающих плоскостных элементов приводит к росту значения критической нагрузки, вызывающих потерю устойчивости, однако при этом одновременно снижается эффективность использования композитного материала, ввиду увеличения собственного веса пластин. Контур формы плоскостного элемента, обеспечивающего наибольшее повышение устойчивости системы – прямоугольная форма, но расход композитного материала в этом случае является максимальным, а эффективность использования материала – наименьшей.

При проектировании плоскостных элементов особой формы требуется подобрать оптимальные геометрические параметры пластины – толщину, высоту. В рамках анализа определено, что влияние указанных параметров на рост устойчи-

ности системы является линейным для каждого из этих параметров в отдельности. При проектировании следует руководствоваться техническими возможностями по изготовлению композитного материала, а также особенностями эксплуатации конструкции. В зависимости от них следует назначать рациональную для проектируемого случая форму композитной пластины, её толщину, и высоту.

3.5. Определение предварительного значения толщины плоскостного композитного элемента, усиливающего стальную стенку балки

При проектировании комбинированных балок, выполненных из стали и композитного материала, следует применять современные программные комплексы, использующие в своей основе метод конечных элементов. Тем не менее работа по построению расчётной модели, её разбиение на конечные элементы, статический расчёт, а также линейный и нелинейный расчёты потери устойчивости занимают значительное время в процессе проектирования.

Оптимизации проектирования комбинированных балок можно достичь за счёт определения предварительного значения требуемой толщины плоскостных композитных элементов. При известном предварительном значении толщины значительно сокращается область поиска рациональных параметров плоскостных элементов, что приводит к сокращению времени расчёта конструкции.

В связи с этим разработан метод определения предварительного значения толщины плоскостного элемента с выводом расчётной формулы.

Исходные положения, обязательные для применения разработанного расчётного метода:

- расчёт выполняется для однопролётной двутавровой балки, стенка которой выполнена без усиления системой поперечных и продольных стальных рёбер;
- стенка теряет устойчивость до момента полного нагружения балки;
- для анализируемой конструкции толщина стенки балки $t_{ст}$ не является достаточной для обеспечения требуемой степени её устойчивости;
- основная форма потери устойчивости стенки балки определена действием нормальных сжимающих напряжений;

– усиление стенки балки выполнено плоскостными элементами прямоугольной формы из композитного материала, армированного волокнами по схеме $0^\circ/90^\circ$.

Для поиска предварительного значения толщины композитных плоскостных элементов принята стальная однопролётная двутавровая балка, к которой приложена равномерно распределённая нагрузка. Причиной потери устойчивости участка стенки балки является действие нормальных сжимающих напряжений, линейно изменяющихся по высоте сечения балки, что представлено на рисунке 81.

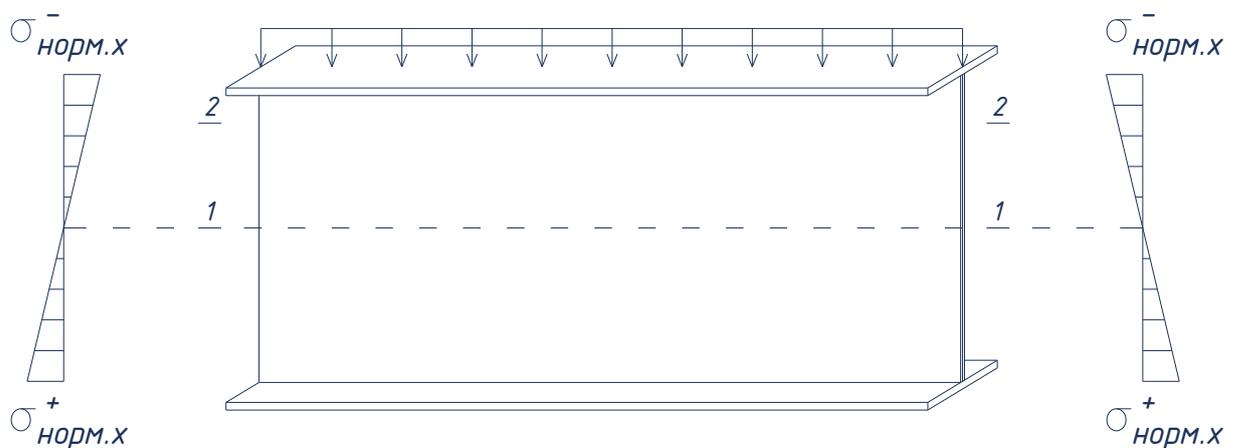


Рисунок 81. Участок однопролётной изгибаемой балки, на котором происходит потеря устойчивости её стенки.

В стальной стенке балки имеется участок, с которого начинается потеря её устойчивости. При достижении на этом участке нормальными напряжениями критического значения, сопротивление стенки балки развитию боковой деформации из плоскости оказывается недостаточным, из-за чего происходит её потеря устойчивости. В реальных конструкциях имеются различные начальные несовершенства, например, начальная кривизна стенки, её погибь, которые негативно влияют на устойчивость элемента конструкции. Чем больше величина начального несовершенства, тем при более низком значении критической нагрузки произойдёт потеря устойчивости элемента конструкции.

Действие сжимающих напряжений на участке стенки балки можно представить в виде продольной сжимающей силы. В момент потери устойчивости стенка приобретает боковую деформацию, из-за чего в ней дополнительно развивается

изгибающий момент, действующий в сечении перпендикулярном плоскости стенки. Дополнительный изгибающий момент потери устойчивости в данном случае равен произведению продольной сжимающей силы на величину боковой деформации стенки.

В момент потери устойчивости скорость развития боковой деформации стенки балки значительно увеличивается. На характер развития боковой деформации негативно влияют начальные несовершенства стенки балки, приводящие к возникновению дополнительных внутренних усилий в стенке. В момент потери устойчивости сопротивление участка стенки совместному действию продольной сжимающей силы и изгибающего момента оказывается недостаточным.

Одним из традиционных методов повышения устойчивости стальной стенки заключается в увеличении её толщины, как следствие, увеличении её сопротивления. Увеличение толщины стенки балки можно условно представить в виде усиления стальной стенки толщиной $t_{ст}$ двумя стальными листами толщиной $t_{ст1}$ каждый, смонтированными с её каждой стороны.

На рисунке 82 показана горизонтальная полоса стенки, ориентированная вдоль действия сжимающих напряжений. На указанном рисунке:

b_1 – длина полосы стенки балки, на которой происходит её волнообразная потеря устойчивости, полоса стенки на участке выпучивается 1 волной;

dt – единичная толщина стенки балки;

$t_{ст1}$ – толщина усиления стенки балки с одной стороны.

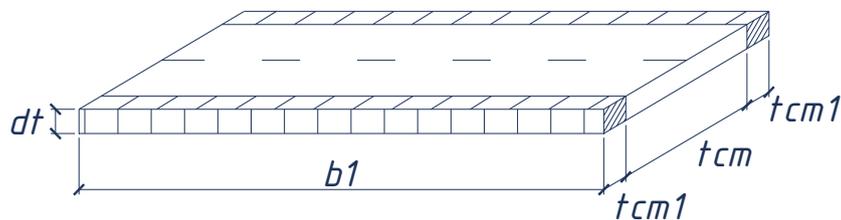


Рисунок 82. Горизонтальное сечение стенки вдоль продольной оси балки.

При нагружении полосы b_1 по торцам продольными сжимающими силами происходит её выпучивание из вертикальной плоскости стенки балки. В этот мо-

мент в ней действуют: а) нормальные сжимающие напряжения σ_x ; б) напряжения σ_z , возникшие из-за действия дополнительного изгибающего момента, направленного из плоскости вертикальной оси балки. Распределение напряжений σ_z по ширине стальной пластины в указанном случае представлено на рисунке 83.

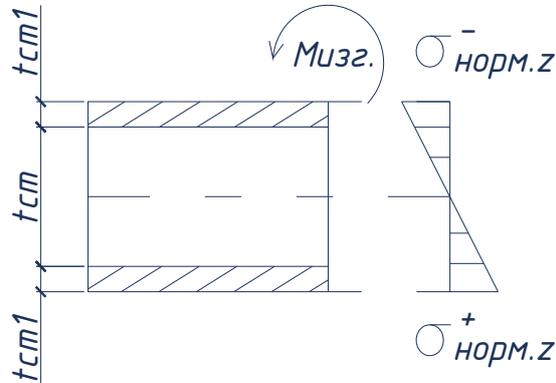


Рисунок 83. Распределение нормальных напряжений σ_z , возникающих от действия изгибающего момента из плоскости стенки балки.

При увеличении толщины стенки на величину $2 * t_{ct1}$ устойчивость стенки балки становится обеспеченной при значении требуемой расчётной полезной нагрузки. Значение t_{ct1} можно вычислить, выполнив расчёт потери устойчивости стальной стенки балки, согласно положениям СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции», по ранее указанным формулам (3.5) ÷ (3.11).

При выполнении усиления стенки за счёт увеличения толщины, растёт её сопротивление против совместного действия напряжений σ_x и σ_z , из-за которых происходит её потеря устойчивости.

В анализируемом случае напряжённо-деформированное состояние полосы стальной стенки можно охарактеризовать следующей системой уравнений:

$$\begin{cases} \sigma_{cm} = \sigma_x \pm \sigma_z = \frac{N_{const}}{A_{cm}} \pm \frac{M_{const}}{W_{cm}} = \frac{N_{const}}{dt*(t_{cm}+2*t_{cm1})} \pm \frac{M_{const}*y_{cm}}{I_{cm}} \\ A_{cm} = dt * (t_{cm} + 2 * t_{cm1}) \\ W_{cm} = \frac{I_{cm}}{y_{cm}} \\ I_{cm} = \frac{t_{cm}^3 * dt}{12} + 2 * \left(\frac{t_{cm1}^3 * dt}{12} + t_{cm1} * dt * (0,5 * t_{cm} + 0,5 * t_{cm1})^2 \right) \end{cases} \quad (3.27)$$

где σ_{cm} – суммарное значение напряжений по внешней грани анализируемой полосы стенки, усиленной с двух сторон стальными листами толщиной t_{cm1} ;

A_{cm} , I_{cm} , W_{cm} – геометрические параметры сечения анализируемой полосы стенки, усиленной с двух сторон стальными листами;

N_{const} – продольная сила, из-за действия которой стальная полоса стенки, выполненная без усиления, теряет свою устойчивость. В случае усиления анализируемой полосы стенки с двух сторон стальными листами толщиной t_{cm1} значение продольной силы определяется по формуле:

$$N_{const} = \sigma_x * dt * (t_{cm} + 2 * t_{cm1}) \quad (3.28)$$

M_{const} – дополнительный изгибающий момент, возникший по причине действия продольной силы N_{const} с эксцентриситетом относительно нейтральной оси полосы стенки балки, из-за которого выполненная без усиления стальная полоса стенки теряет свою устойчивость;

y_{cm} – расстояние от нейтральной оси сечения полосы стенки до внешней границы сечения усиленной стенки балки, которое определяется по формуле:

$$y_{cm} = t_{cm}/2 + t_{cm1} \quad (3.29)$$

Альтернативный вариант повышения устойчивости стенки балки заключается в применении композитных плоскостных элементов, смонтированных с её обеих сторон. Основное отличие между традиционным и альтернативным вариантами повышения устойчивости стенки балки заключается в типе применяемого материала.

Для расчёта геометрических параметров стальной стенки, усиленной двумя композитными пластинами, следует применять метод расчёта балок разнородной упругости [49]. В анализируемом случае напряжённо-деформированное состояние усиленной композитными элементами стальной полосы можно охарактеризовать следующей системой уравнений:

$$\begin{cases} \sigma_{\text{прив.}} = \sigma_x \pm \sigma_z = \frac{N_{const}}{A_{\text{прив.}}} \pm \frac{M_{const}}{W_{\text{прив.}}} = \frac{N_{const}}{dt*(t_{cm} + 2*t_k*E_k/E_{cm})} \pm \frac{M*y_k}{I_k} \\ W_{\text{прив.}} = \frac{I_{\text{прив.}}}{y_k} \\ A_{\text{прив.}} = dt * (t_{cm} + 2 * t_k * E_k/E_{cm}) \\ I_{\text{прив.}} = \frac{t_{cm}^3*dt}{12} + 2 * \left(\frac{t_k^3*dt}{12} + t_k * dt * (0,5 * t_{cm} + 0,5 * t_k)^2 \right) * \frac{E_k}{E_{cm}} \end{cases} \quad (3.30)$$

где $\sigma_{\text{прив.}}$ – суммарное значение напряжения по внешней грани анализируе-

мой полосы стенки, усиленной с двух сторон композитными пластинами толщиной t_k ;

t_k – толщина плоскостного композитного элемента;

$A_{\text{прив.}}, I_{\text{прив.}}, W_{\text{прив.}}$ – геометрические параметры приведённого сечения анализируемой стальной полосы стенки балки, усиленной с двух сторон композитными пластинами;

E_k – модуль упругости композитного материала;

$E_{\text{ст}}$ – модуль упругости стальной полосы стенки балки;

y_k – расстояние от нейтральной оси сечения полосы стенки до внешней границы сечения усиленной стенки балки, которое определяется по формуле:

$$y_k = t_{cm}/2 + t_k \quad (3.31)$$

Анализируемая полоса стенки балки, выполненная без усиления, теряет свою устойчивость при действии продольной силы N_{const} и изгибающего момента M_{const} , значения этих внутренних усилий постоянны. Проектирование обоих вариантов усиления стальной полосы стенки балки ведётся с целью обеспечить их достаточное сопротивление потере устойчивости из-за действия N_{const} и M_{const} .

Основной принцип применения плоскостных композитных элементов заключается в обеспечении сопротивления усиленной стенки балки действующим напряжениям σ_x и σ_z , вызывающим её потерю устойчивости, в равной, либо в большей степени, чем в случае традиционного варианта усиления стенки за счёт увеличения её толщины на величину $2 * t_{cm1}$.

В рамках дальнейшего анализа принято, что сопротивление полосы стенки, усиленной стальными элементами, должно быть равным сопротивлению полосы стенки, усиленной композитными элементами. Равенство сопротивлений полос стенки, усиленных разными типами материалов, обеспечивается равенством следующих геометрических параметров: площади сечения A и момента сопротивления W .

Равенство площадей сечения усиленной полосы стенки можно записать следующим образом:

$$A_{cm} = dt * (t_{cm} + 2 * t_{cm1}) = dt * (t_{cm} + 2 * t_k * E_k/E_{cm}) = A_{\text{прив.}} \quad (3.32)$$

Преобразуя формулу (3.32), можно получить следующее равенство:

$$t_k = t_{cm1} * E_{cm} / E_k \quad (3.33)$$

Когда полоса стенки усилена плоскостными композитными элементами толщиной t_k , вычисленной по формуле (3.33), обеспечивается равенство сопротивлений обоих вариантов усиления против действия продольной сжимающей силы N_{const} . Для возможности применения указанной формулы необходимо предварительно вычислить значение t_{cm1} , согласно положениям СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции». Большая толщина усиливающих композитных элементов обеспечит большее сопротивление усиленной полосы стенки действию продольной силы N_{const} .

Для обеспечения равенства моментов сопротивления усиленных полос стенки против действия изгибающего момента M_{const} плоскостные композитные элементы толщиной t_k следует разместить на определённом расстоянии Δ_{min} относительно внешней грани усиливаемой полосы стенки балки, что показано на рисунке 84. Примыкание плоскостных элементов непосредственно к поверхности стальной стенки балки представляет собой частный случай, когда $\Delta_{min} = 0$, что приведено на рисунке 85.

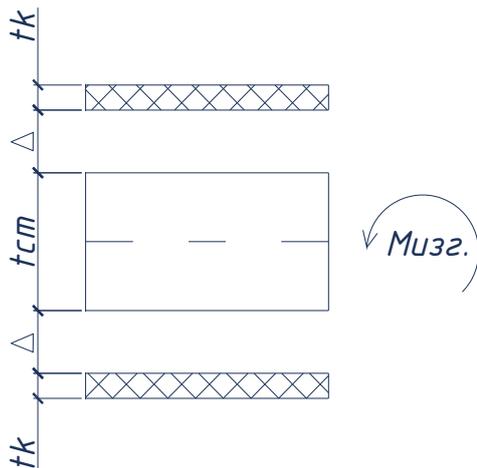


Рисунок 84. Усиление стальной стенки балки композитными пластинами, смонтированными от неё на расстоянии Δ_{min} .

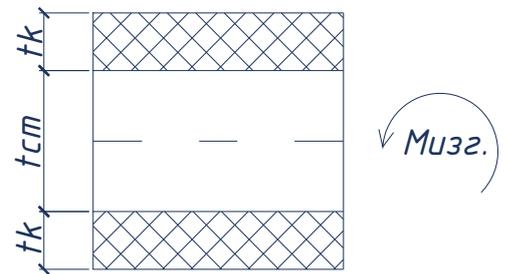


Рисунок 85. Усиление стальной стенки балки композитными пластинами, смонтированными вплотную к ней ($\Delta_{min} = 0$).

Равенство моментов сопротивления усиленной стальной пластины можно записать следующим образом:

$$W_{cm} = I_{cm}/y_{cm} = I_{прив.}/y_k = W_{прив.} \quad (3.34)$$

Выражение (3.34) можно преобразовать следующим образом:

$$y_k = y_{cm} * I_{прив.}/I_{cm} \quad (3.35)$$

Используя выражение (3.29), а также (3.31) с учётом параметра Δ_{min} , выражение (3.35) можно записать следующим образом:

$$t_k + \Delta_{min} + t_{cm}/2 = (t_{cm}/2 + t_{cm1}) * I_{прив.}/I_{cm} \quad (3.36)$$

Перенеся левую часть выражения в его правую часть, а также подставив значения I_{cm} из (3.27) и $I_{прив.}$ с учётом параметра Δ_{min} из (3.30), получено выражение:

$$0 = (t_{cm}/2 + t_{cm1}) * (t_{cm}^3 * dt/12 + 2 * (t_k^3 * dt/12 + t_k * dt * (0,5 * t_{cm} + 0,5 * t_k + \Delta_{min})^2) * E_k/E_{cm}) / (t_{cm}^3 * dt/12 + 2 * (t_{cm1}^3 * dt/12 + t_{cm1} * dt * (0,5 * t_{cm} + 0,5 * t_{cm1})^2)) - (t_k + \Delta_{min} + 0,5 * t_{cm}) \quad (3.37)$$

В числителе и знаменателе можно сократить значение dt , тогда формула (3.37) приобретёт следующий вид:

$$(t_{cm}/2 + t_{cm1}) * (t_{cm}^3/12 + 2 * (t_k^3/12 + t_k * (0,5 * t_{cm} + 0,5 * t_k + \Delta_{min})^2) * E_k/E_{cm}) / (t_{cm}^3/12 + 2 * (t_{cm1}^3/12 + t_{cm1} * (0,5 * t_{cm} + 0,5 * t_{cm1})^2)) - (t_k + \Delta_{min} + 0,5 * t_{cm}) = 0 \quad (3.38)$$

В выражении (3.38) можно выполнить замену параметра t_k на выражение (3.33), в этом случае будет получена система:

$$\begin{cases} (t_{cm}/2 + t_{cm1}) * (t_{cm}^3/12 + 2 * ((t_{cm1} * E_{cm}/E_k)^3/12 + (t_{cm1} * E_{cm}/E_k) * (0,5 * t_{cm} + 0,5 * t_k + \Delta_{min})^2) * E_k/E_{cm}) / (t_{cm}^3/12 + 2 * (t_{cm1}^3/12 + t_{cm1} * (0,5 * t_{cm} + 0,5 * t_{cm1})^2)) - (t_{cm1} * E_{cm}/E_k + \Delta_{min} + 0,5 * t_{cm}) = 0 \\ t_k \geq t_{cm1} * E_{cm}/E_k \end{cases} \quad (3.39)$$

Преобразованное выражение состоит из квадратного уравнения с одной неизвестной Δ_{min} и ограничения, характеризующего равенство сопротивлений обоих вариантов усиления против действия сжимающей продольной силы N_{const} . Значение неизвестной Δ_{min} можно вычислить с применением программного вы-

числительного математического комплекса MathCAD [57].

Таким образом, значение t_k и неизвестной Δ_{min} можно определить, используя выражение (3.39). Усиление стальной полосы стенки балки с двух сторон плоскостными композитными элементами толщиной t_k , расположенными на расстоянии Δ_{min} от усиливаемой поверхности, обеспечит сопротивление потере устойчивости в равной степени, что и в случае увеличения толщины полосы стенки на величину $2 * t_{cm1}$.

В рамках анализа дополнительно выполнена оценка изменения значений t_k и Δ_{min} в зависимости от модуля упругости применяемого композитного материала.

Принята стальная стенка балки толщиной $t_{cm} = 4$ мм, устойчивость которой не обеспечена. При увеличении толщины стенки балки до 7 мм её устойчивость становится обеспеченной, увеличение толщины стенки с её одной стороны составляет $t_{cm1} = 1,5$ мм. Требуется найти значения t_k и Δ_{min} плоскостных композитных элементов, смонтированных с каждой стороны стальной стенки балки, которые обеспечат равное сопротивление усиленной стенки потере устойчивости, что и в случае увеличения её толщины на величину $2 * t_{cm1} = 3,0$ мм. Расчётные схемы обоих вариантов усиления представлены на рисунках 86 и 87.

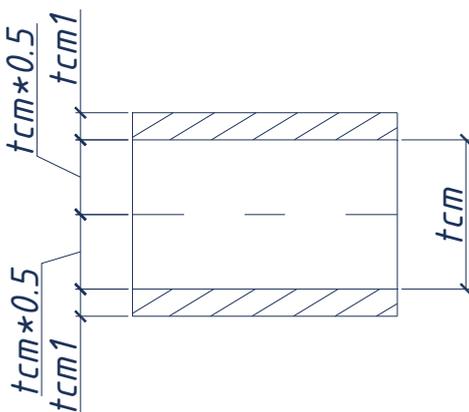


Рисунок 86. Усиление стальными пластинами, смонтированными вплотную к стенке балки.

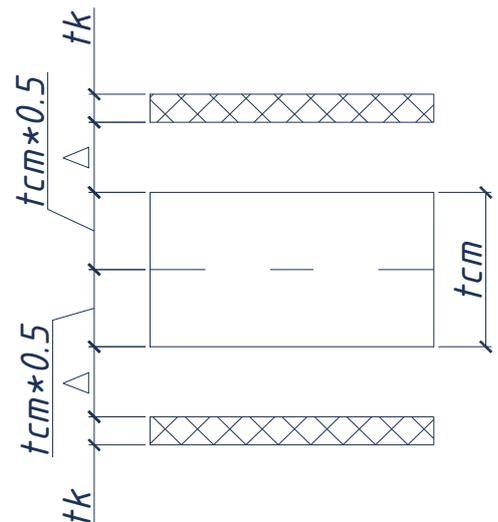


Рисунок 87. Усиление композитными пластинами, смонтированными на расстоянии от стенки балки.

Для выполнения анализа выбраны 13 видов полимерных композитных материалов, армированных волокнами, свойства которых представлены в таблице 23.

Таблица 23. Модуль упругости композитных материалов, принятых для анализа.

№	Тип композитного материала	Модуль упругости, [МПа]
1	Винилэфиропласт, симметрично армированный однонаправленными волокнами из Е-стекла в направлении 0°/90°	20000
2	СТЭФ	22000
3	СТЭТ-1	30000
4	Винилэфиропласт, армированный однонаправленными волокнами из Е-стекла	40000
5	ВПС-44К.Т60	45000
6	ЭД-20 и стеклоровинг РБО 24-2400-117А	49000
7	ВКУ-35	62000
8	ВКУ-38ТР	79000
9	ВКУ-45Ж	105000
10	КМУ-8	125000
11	ВКУ-28	140000
12	Эпоксидопласт, армированный однонаправленными высокопрочными углеродными волокнами	150000
13	ВКУ-38ЖН	206000

Все математические расчёты выполнены в вычислительном пакете «Mathcad», позволяющем автоматизировать решение сложных трудоёмких математических задач [57]. Для определения значений неизвестных величин t_k и Δ_{min} применено выражение (3.36), содержащее квадратное уравнение с одной неизвестной. Для решения уравнения отдельно создана и решена математическая задача в указанном программном комплексе, результаты расчётов приведены в таблице 24.

Таблица 24. Результаты расчётов параметров t_k и Δ_{min} .

№	Модуль упругости, [МПа]	t_k , [мм]	Δ_{min} , [мм]
1	2	3	4
1	20000	15,45	-7,26
2	22000	14,05	-6,00
3	30000	10,30	-3,50
4	40000	7,73	-2,13
5	45000	6,87	-1,73
6	49000	6,31	-1,48
7	62000	4,98	-0,94
8	79000	3,91	-0,56

1	2	3	4
9	105000	2,94	-0,28
10	125000	2,47	-0,16
11	140000	2,21	-0,11
12	150000	2,06	-0,08
13	206000	1,50	0,00

На рисунке 88 построены графики функции, отражающие изменение значений параметров t_k и Δ_{min} , в зависимости от модуля упругости используемого композитного материала.

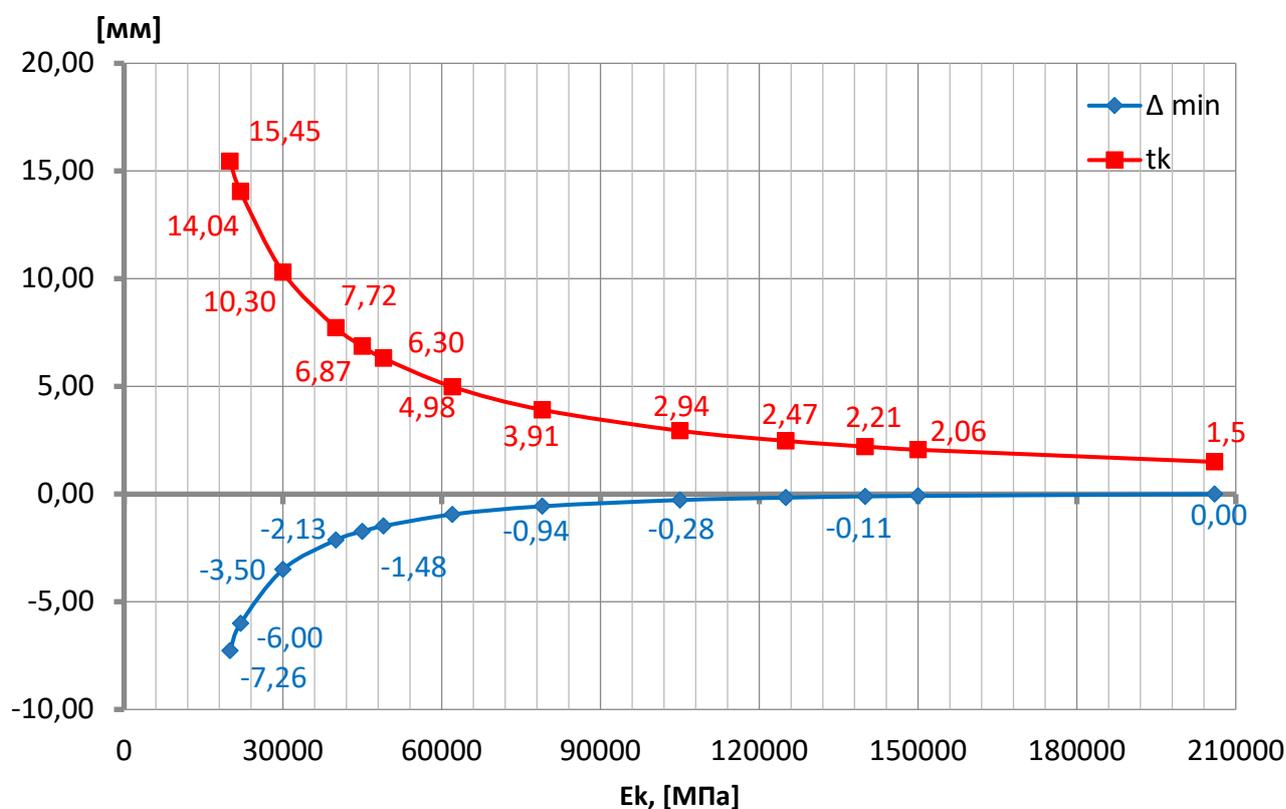


Рисунок 88. Графики функций изменения параметров t_k и Δ_{min} в зависимости от значения модуля упругости применяемого композитного материала.

Анализируя результаты расчётов, можно сделать следующие выводы:

1) Чем выше модуль упругости используемого композитного материала, тем меньшей толщины требуется плоскостной композитный элемент для обеспечения сопротивления усиленной стенки потере устойчивости. В случае применения композитного материала с модулем упругости, равным модулю упругости стали, толщина композитной пластины t_k оказывается равной значению приращения

толщины стенки балки с её одной стороны t_{cm1} . При этом композитная пластина должна быть смонтирована вплотную к усиливаемой стенке $\Delta_{min} = 0$.

2) Значение Δ_{min} , определённое по формуле (3.39), с учётом вычисленного на предыдущем этапе расчёта значения t_k , имеет отрицательную величину. Для обеспечения равного сопротивления стенки балки против действия M_{const} в обоих случаях усиления, плоскостные композитные элементы толщиной t_k должны быть смещены в направлении нейтральной оси усиливаемой стенки, что физически невозможно.

Единственный возможный вариант размещения плоскостных композитных элементов заключается в их непосредственном контакте с усиливаемой стенкой балки, что показано на рисунке 86. В случае подобного размещения композитных элементов толщиной t_k , вычисленной по формуле (3.33), на расстоянии $\Delta_{min} = 0$, сопротивление усиленной стенки против действия M_{const} оказывается выше, чем в случае увеличения толщины стенки балки на значение $2 * t_{cm1}$.

3) В случае, когда толщина композитного элемента t_k назначается конструктивно, необходимо выполнить проверку по выражению (3.39). При необходимости предусмотреть мероприятия по размещению плоскостных композитных элементов на расстоянии Δ_{min} от поверхности усиливаемой стенки балки.

3.6 Выводы по главе 3

1) Применённая методика аналитического исследования устойчивости стальной стенки однопролётной балки, основанная на положениях свода правил СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции», позволяет определить рациональную область укрепления стенки композитными плоскостными элементами. На основе полученных с применением указанной методики данных разработано конструктивное решение комбинированной балки, стальная стенка которой усилена с двух сторон плоскостными элементами особой формы, из композитного материала.

2) Разработанная конечно-элементная модель стальной балки, стенка которой усилена плоскостными композитными элементами, позволила изучить с применением программного комплекса Ansys напряжённо-деформированное состояние комбинированной балки с учётом различных геометрических и конструктивных параметров плоскостных элементов.

3) По результатам выполненного анализа напряжённо-деформированного состояния ряда стальных балок, усиленных композитными пластинами, определено, что для разработанной формы плоскостных элементов значение критической нагрузки потери устойчивости усиливаемой стенки балки прямо пропорционально изменению их геометрических параметров – толщине и высоте.

4) Предложенная методика расчёта устойчивости стенки стальной балки, усиленной композитными плоскостными элементами, позволяет определить на начальном этапе проектирования предварительное значение требуемой толщины композитного элемента, а также значение расстояния, на котором композитные пластины должны быть расположены относительно усиливаемой поверхности.

5) Анализ результатов напряжённо-деформированного состояния стальной стенки комбинированной балки с учётом разных видов композитных материалов по предложенной методике расчёта устойчивости показал, что, помимо модуля упругости материала, основным параметром композитной пластины, определяющим устойчивость усиленной стенки, является значение её толщины. Композитную пластину с толщиной, рассчитанной по предложенной методике, достаточно устанавливать вплотную к поверхности усиливаемой стальной стенки балки.

ГЛАВА 4. ОЦЕНКА ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОЙ ЭФФЕКТИВНОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ ПЛОСКОСТНЫХ КОМПОЗИТНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ДЛЯ УСИЛЕНИЯ СТЕНКИ СТАЛЬНОЙ БАЛКИ

4.1. Исходные данные для определения себестоимости анализируемых вариантов усиления стальной балки

Для оценки технико-экономической эффективности применения плоскостных композитных элементов, применяемых для повышения устойчивости стальной стенки двутавровой балки, произведено сравнение себестоимости изготовления двух вариантов балок:

- 1) стальной балки, устойчивость стенки которой обеспечена системой продольных и поперечных стальных рёбер;
- 2) комбинированной балки, устойчивость стальной стенки которой обеспечена применением плоскостных композитных элементов, смонтированных с её двух сторон.

Принято, что оба анализируемых варианта балок эксплуатируются в одинаковых условиях, расчётные схемы балок идентичны друг другу. Геометрические параметры стальной балки, а также стальной части комбинированной балки, приведены в таблице 14 главы 3.

Критерий сравнения технико-экономической эффективности – стоимость мероприятий по обеспечению требуемой устойчивости стенки балки. Себестоимость изготовления стальной балки, выполненной без укрепления стенки, исключена из сравнения, потому что она одинакова для обоих анализируемых случаев. При выполнении оценки не учитывается возможная сметная прибыль и затраты на грузоперевозки строительной конструкции до места производства работ.

Для оценки себестоимости обоих вариантов усиления составлены локальные сметные расчёты, выполненные согласно методике определения сметной стоимости строительства [73], утверждённой приказом Минстроя России №421/пр от 04.08.2020 [96], базисно-индексным методом, с расчётом сметной стоимости в текущем уровне цен по состоянию на 01.12.2021 г.

Субъект Российской Федерации, в котором производится усиление стенки балки – г. Санкт-Петербург, для определения стоимости дополнительных работ по повышению устойчивости стенки балки применяются соответствующие территориальные сметные нормативы ТЕР-2001 [125], [126], [127], ТЕРм-2001 [128].

Индексы пересчёта сметной стоимости строительства, реконструкции и капитального ремонта объектов, осуществляемых за счёт средств бюджета Санкт-Петербурга на декабрь 2021 года, приняты из соответствующего сборника, утверждённого распоряжением Комитета по государственному заказу Санкт-Петербурга от 30.11.2021 №323-р [63]. Согласно сборнику, индекс к оплате труда рабочих-строителей составляет 28,173, а индекс на материалы по строительству в целом составляет 7,323.

Нормативы накладных расходов к фонду оплаты труда рабочих, занятых в строительной отрасли, приняты согласно положениям приложения «Методики по разработке и применению нормативов накладных расходов при определении сметной стоимости строительства» [74], утверждённой приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 21.12.2020 приказом №812 [97].

Объект строительства – производственное здание. Коэффициент, учитывающий в сметной документации влияние условий производства работ, составляет 1,15. Работы выполняются на территории действующего предприятия с наличием разветвлённой сети транспортных и инженерных коммуникаций.

4.2. Расчёт себестоимости изготовления анализируемых вариантов усиления стальной балки

Согласно аналитическим расчётам, выполненным в главе 3, и положениям СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции», устойчивость стальной стенки балки против действующего значения расчётной нагрузки не обеспечена. В этом случае требуется дополнительное укрепление стенки балки.

Балка, усиленная стальными продольными и поперечными рёбрами

В приложении 5.1 представлены расчёты устойчивости стенки балки, усиленной системой продольных и поперечных рёбер. В приложениях 5.3 и 5.4 при-

ведены ведомость объемов требуемых работ по монтажу рёбер, а также локальный сметный расчёт стоимости работ по усилению стенки балки.

Согласно результатам выполненного локального сметного расчёта, итоговая себестоимость монтажа системы поперечных и продольных рёбер в уровне цен на декабрь 2021 г. составляет 113097,61 руб. (без НДС), где:

- оплата труда рабочих составляет 39999,34 руб.;
- эксплуатация машин и механизмов составляет 12893,04 руб.;
- материальные ресурсы, в которые включена сталь С345, используемая для изготовления продольных и поперечных рёбер, составляет 22119,13 руб.;
- накладные расходы, рассчитанные от суммы фонда оплаты труда с учётом нормативов накладных расходов, принятого для каждого вида работ отдельно, составляют 38086,09 руб.;
- в рамках расчёта стоимость перевозки материалов, а также сметная прибыль принята равной 0 руб.

Балка, усиленная плоскостными композитными элементами

В приложении 5.2 представлены расчёты устойчивости стенки балки, усиленной с обеих сторон плоскостными элементами, выполненными из композитного материала. В приложениях 5.5 и 5.6 приведена ведомость объемов требуемых работ по монтажу пластин, а также локальный сметный расчёт стоимости работ по усилению стенки балки.

Согласно результатам выполненного локального сметного расчёта, сметная себестоимость монтажа системы поперечных и продольных рёбер в уровне цен на декабрь 2021 г. составляет 93136,93 руб. (без НДС), где:

- оплата труда рабочих составляет 21800,94 руб.;
- эксплуатация машин и механизмов составляет 435,04 руб.;
- материальные ресурсы, в которые включена стоимость плоскостных элементов усиления из стеклотекстолита СТЭФ, составляют 50602,19 руб.;
- накладные расходы, рассчитанные от суммы фонда оплаты труда с учётом нормативов накладных расходов, принятого для каждого вида работ отдельно, составляют 20298,76 руб.;

– в рамках расчёта стоимость перевозки материалов, а также сметная прибыль принята равной 0 руб.

В итоговую себестоимость данного варианта усиления следует дополнительно включить стоимость работ по выполнению отверстий в стальных листах, из которых изготовлена стенка балки, а также стоимость выполнения отверстий в плоскостных элементах из композитного материала.

Для определения стоимости выполнения отверстий в стальном листе приняты расценки производственной компании ООО «Метем» [82], занимающейся изготовлением металлопроката, которые приведены в таблице 25.

Таблица 25. Стоимость выполнения отверстий в зависимости от толщины листа.

Толщина листа	Цена, включая НДС, руб. для отверстий диаметром, мм.										
	0-12	13-15	16-20	21-30	31-33	34-36	37-39	40-42	43-45	46-48	49-50
0 - 10 мм	24	30	30	32	35	36	37	39	42	44	48
11-15 мм	28	30	31	33	38	38	38	42	45	46	50
16-20 мм	30	31	34	35	40	40	40	44	48	50	54
21-30 мм	32	35	36	36	42	42	45	49	50	54	60
31-40 мм	32	36	38	40	44	47	52	55	60	65	68
41-50 мм	35	38	40	44	50	52	58	65	66	75	70

В рамках расчёта принято, что стоимость сверления отверстий в стальных листах и в пакете из спаренных композитных листов максимальной толщиной до 8 мм одинакова и составляет 24 руб. за 1 отверстие (с НДС).

По результатам выполненных расчётов в Ansys определено, что для крепления композитных пластин к стенке балки, требуется выполнить по 454 отверстия в каждом плоскостном элементе, таким образом, стоимость выполнения всех отверстий составляет (без учёта НДС):

$$C_{\text{отв.}} = 2 * 454 * 24 \text{ руб/шт.} * 0,8 = 17433,6 \text{ р} \quad (4.1).$$

Итоговая стоимость изготовления усиления с применением плоскостных композитных элементов составляет 110570,53 руб., что на 2527,08 руб. меньше, чем в случае усиления стенки балки системой продольных и поперечных рёбер.

Следует отметить, что согласно результатам выполненных расчётов, обеспечена значительная избыточная устойчивость стальной стенки балки. Это связа-

но с необходимостью обеспечения локальной устойчивости композитных пластин против действия сжимающих нормальных напряжений на участках между их болтовыми креплениями к стальной стенке балки.

Это означает, что имеется дополнительная возможность уменьшения толщины стенки балки, при обеспечении требуемого уровня устойчивости стенки при аналогичных параметрах композитных пластин. Уменьшение толщины стальной стенки балки на 1 мм (код ресурса 101-1122 из выпуска №12 сборника ТССЦ-2001 по г. Санкт-Петербургу [4]) позволит дополнительно снизить стоимость конструкции на:

$$C_{\text{доп.}} = 85267,84 \text{ руб/т} * 1,314 \text{ м} * 18 \text{ м} * 0,001 \text{ м} * 7,850 \text{ т/м}^3 = \\ = 15831,53 \text{ руб.} \quad (4.2)$$

4.3. Выводы по главе 4

1) Анализ результатов технико-экономического сравнения показал, что применение плоскостных композитных элементов для повышения устойчивости стальной стенки балки I класса не уступает варианту усиления стенки балки с применением системы стальных продольных и поперечных рёбер.

2) Своей наибольшей экономической эффективностью применение композитных плоскостных элементов достигает в случае усиления стальных балок II класса, балок с гибкими стенками. Эффективность решения проявляется за счёт возможности уменьшения толщины стенки стальной балки, что приводит к дополнительному снижению затрат на изготовление конструкции.

3) Для изготовления комбинированных балок с применением стали и композитных материалов требуется наличие в рамках одного предприятия двух цехов, в одном из которых производится изготовление стальной конструкции, в другом – элементов из композитных материалов, с последующим выполнением итоговой сборки в единую конструкцию. Более рациональным с точки зрения затрат на производство является применение заранее изготовленных элементов, выполненных из композитных материалов, для усиления уже существующих и эксплуатируемых конструкций.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1) При нарушении правил эксплуатации здания или сооружения в строительных конструкциях, в частности в стальных балках перекрытий, может произойти развитие имеющихся в них дефектов и повреждений, что приводит к необходимости их усиления. В зданиях и сооружениях с непрерывным режимом работы возможности усиления повреждённых конструкций значительно ограничены. В описанном случае одним из вариантов повышения несущей способности стальной балки является применение предварительно изготовленных композитных элементов: линейных профилированных элементов и плоскостных элементов – пластин.

2) На основе экспериментальных исследований установлено, что усиление стенки стальной однопролётной балки композитными элементами приводит к росту её устойчивости в случае усиления:

- вертикальными композитными рёбрами из уголкового профиля – в $3,29 \div 4,75$ раза, при этом боковая деформация стенки развивается скачкообразно, что отличается от деформации стальной балки без усиления;

- прямоугольными композитными пластинами – в $1,8 \div 3,98$ раза, при этом характер развития боковой деформации усиленной стенки не имеет изменений, в сравнении со стальной балкой без усиления.

3) Усиление стенки балки вертикальными рёбрами эффективно в случае действия сосредоточенных нагрузок, композитными пластинами – при действии равномерно-распределённых нагрузок.

4) Выполнено сравнение результатов численного расчёта усиленных композитными элементами стальных балок с данными, измеренными при проведении экспериментальных исследований, из которого следует, что большая точность результатов достигнута при расчёте модели усиленной композитными пластинами стальной балки, различие значений основного измеряемого параметра - боковой деформации стенки балки, составляет от 5% до 16,5%.

5) Разработано новое конструктивное решение комбинированной балки, состоящей из стального двутавра, стенка которого усилена с обеих сторон плоскостными композитными элементами особой формы. Нижняя криволинейная гра-

ница композитных пластин повторяет собой контур действия главных сжимающих напряжений, действующих в стальной стенке балки.

6) Аналитическим методом расчёта с применением формул, представленных в своде правил СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции», определена рациональная форма плоскостного композитного элемента. С применением численных методов расчёта в программном комплексе Ansys для ряда стальных балок, усиленных композитными пластинами особой формы, оценено влияние их параметров на устойчивость усиленной стенки. Изменение значения критической нагрузки, при которой происходит потеря устойчивости усиленной стенки балки, прямо пропорционально изменению геометрических параметров композитных плоскостных элементов разработанной формы – их толщине и высоте.

7) Разработано формульное выражение, позволяющее на начальном этапе проектирования определить предварительное значение требуемой толщины композитного плоскостного элемента, а также расстояние, на котором он должен быть установлен. Композитные пластины со значением толщины, рассчитанным по приведённой методике, достаточно устанавливать вплотную к поверхности усиливаемой стальной стенки.

8) Выполнено технико-экономическое сравнение двух вариантов усиления стенки стальной однопролётной балки – установкой системы продольных и поперечных стальных рёбер, а также усилением плоскостными композитными элементами, из которого следует, что себестоимость обоих вариантов усиления сопоставима друг с другом, при этом своей наибольшей эффективности разработанное техническое решение достигает в случае усиления гибких стенок балок II класса.

Дальнейшее развитие идеи применения композитных полимерных материалов для выполнения усиления или изготовления новых комбинированных конструкций заключается:

- в разработке конструктивных решений по усилению композитными материалами повреждённых стальных конструкций в условиях их ограниченной эксплуатации;

- в разработке конструктивных решений комбинированных сжатых стержней

с применением композитных материалов;

– в совершенствовании методов построения расчётных моделей комбинированных конструкций в программных вычислительных комплексах.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Алфутов Н.А. Основы расчёта на устойчивость упругих систем. – М. : Машиностроение, 1978. – 312 с.
2. АО «ЮМАТЕКС»: офиц. сайт. [Электронный ресурс] // Режим доступа: <https://fibarm.com/katalog/sva/> (дата обращения: 22.04.2022).
3. АО «НИИ мостов»: офиц. сайт. [Электронный ресурс] // Режим доступа: <http://www.niimostov.ru/> (дата обращения: 05.01.2022).
4. Архив индексов пересчета сметной стоимости строительства, реконструкции и капитального ремонта объектов городского хозяйства, осуществляемых за счет средств бюджета Санкт-Петербурга, к территориальной сметно-нормативной базе Санкт-Петербурга, введенной с 01.01.2012 («ГОСЭТАЛОН 2012») [Электронный ресурс] // СПб ГБУ «Центр мониторинга и экспертизы цен»: [сайт]. [2022]. Режим доступа: <http://centrmonitoring.spb.ru/arkhiv-indeksov-i-tarifov#tssc> (дата обращения: 14.04.2022).
5. Балка композиционной структуры: пат. 2745288 Рос. Федерация N 2020132581; заявл. 01.10.20; опубл. 23.03.21, Бюл. N 9.
6. Балка композиционной структуры: пат. 2771153 Рос. Федерация N 2021131635; заявл. 27.10.21; опубл. 27.04.22, Бюл. N 12.
7. Балка композиционной структуры с гофрированными элементами: пат. 2409728 Рос. Федерация N 2009133845/03; заявл. 10.09.09; опубл. 20.01.11, Бюл. N 2.
8. Балка: пат. 2276239 Рос. Федерация N 2004132315/03; заявл. 04.11.04; опубл. 10.05.06, Бюл. N 13.
9. Балка с континуально-подкреплённой стенкой: пат. 2544922 Рос. Федерация N 2013141712/03; заявл. 12.09.13; опубл. 20.03.15, Бюл. N 8.
10. Батаев А.А., Батаев В.А. Композиционные материалы: строение, получение, применение: учебник. – Новосибирск: Изд-во НГТУ, 2002. – 384 с.- (Серия «Учебники НГТУ»).
11. Броуде Б.М. Устойчивость пластинок в элементах стальных конструкций. – М. : Машстройиздат, 1949. – 240 с.

12. Бубнов И.Г. Строительная механика корабля. Часть II. – СПб. : Мор. мор-во, 1914. – 647 с.
13. Буланов И.М. Технология ракетных и аэрокосмических конструкций из композиционных материалов: учебник для вузов. – М. : Изд-во МГТУ им. Н.Э. Баумана, 1998. – 516 с.
14. Вавилова М.И., Кавун Н.С. Свойства и особенности армирующих стеклянных наполнителей, используемых для изготовления конструкционных стеклопластиков // Авиационные материалы и технологии. 2014. №3. С. 33-37.
15. Васильев В.В. Механика конструкций из композиционных материалов. – М. : Машиностроение, 1988. – 272 с.
16. Вешкин Е.А., Постнов В.И., Абрамов П.А. Пути повышения качества деталей из ПКМ при вакуумном формовании // Известия самарского научного центра российской академии наук. 2012. Т.14. №4-3. С. 834-839.
17. ВИАМ, архив научных публикаций сотрудников: офиц. сайт. [Электронный ресурс] // Режим доступа: <https://viam.ru/public/> (дата обращения: 03.07.2020).
18. Власов В.З. Тонкостенные упругие стержни / В.З. Власов. 2-е изд. – М. : Государственное издательство физико-математической литературы, 1959. – 568 с.
19. Влияние схемы намотки на формирование механических свойств изделий из композитов в продольном и поперечном направлении / Н. Н. Ходакова, А. Н. Блазнов, В. В. Самойленко [и др.] // Южно-Сибирский научный вестник. 2016. № 4(16). С. 17-25.
20. Войнов С.И., Железина Г.Ф., Соловьёва Н.А., Ямщикова Г.А., Тимошина Л.Н. Влияние внешней среды на свойства углепластика, полученного методом пропитки под давлением (RTM) [Электронный ресурс] // Труды ВИАМ: электрон. науч.-технич. журн. 2015. №2. Ст.07. Режим доступа: <http://viam-works.ru/plugins/content/journal/uploads/articles/pdf/777.pdf> (дата обращения: 15.07.2020).
21. Галёркин. Б.Г. Стержни и пластинки: Ряды в некоторых вопросах

упругого равновесия стержней и пластинок / Б. Г. Галеркин // Вестник инженеров. 1915. Т.1. №19. С. 897-908.

22. Гасиев А.А. Сейсмоусиление стен кирпичных зданий внешним армированием на основе углеволокнистой ткани : дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. / Гасиев Азамат Абдуллахович. – М., 2015. – 196 с.

23. ГОСТ 1050-88. Прокат сортовой, калиброванный, со специальной отделкой поверхности из углеродистой качественной конструкционной стали. Общие технические условия. – М. : Стандартинформ, 2010. – 18 с.

24. ГОСТ 12.1.044-89. Система стандартов безопасности труда. Пожаро-взрывоопасность веществ и материалов. Номенклатура показателей и методы их определения. – М. : Стандартинформ, 2006. – 100 с.

25. ГОСТ 12652-74. Стеклотекстолит электротехнический листовой. Технические условия. – М. : Стандартинформ, 2008. – 14 с.

26. ГОСТ 15139-69. Пластмассы. Методы определения плотности (объемной массы). – М. : Издательство стандартов, 1988. – 18 с.

27. ГОСТ 16523-97. Прокат тонколистовой из углеродистой стали качественной и обыкновенного качества общего назначения. Технические условия. – М. : Стандартинформ, 2009. – 12 с.

28. ГОСТ 166-89. Штангенциркули. Технические условия. – М. : ИПК Издательство стандартов, 2003. – 10 с.

29. ГОСТ 23118-2019. Конструкции стальные строительные. Общие технические условия. – М. : Стандартинформ, 2020. – 36 с.

30. ГОСТ 25.604-82. Расчёты и испытания на прочность. Методы механических испытаний композиционных материалов с полимерной матрицей (композитов). Метод испытания на изгиб при нормальной, повышенной и пониженной температурах. – М. : Стандартинформ, 2005. – 7 с.

31. ГОСТ 26020-83. Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок. Сортамент. – М. : Стандартинформ, 2012. – 6 с.

32. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. – М. : Стандартинформ, 2019. – 16 с.

33. ГОСТ 27772-2015. Прокат для строительных стальных конструкций. Общие технические условия. – М. : Стандартинформ, 2016. – 19 с.
34. ГОСТ 30244-94. Материалы строительные. Методы испытаний на горючесть. – М. : Стандартинформ, 2008. – 17 с.
35. ГОСТ 30402-96. Материалы строительные. Метод испытания на воспламеняемость. – М. : Минстрой России, ГУП ЦПП, 1996. – 29 с.
36. ГОСТ 32618.2-2014. Пластмассы. Термомеханический анализ (ТМА). Часть 2. Определение коэффициента линейного теплового расширения и температуры стеклования. – М. : Стандартинформ, 2014. – 12 с.
37. ГОСТ 32656-2017. Композиты полимерные. Методы испытаний. Испытания на растяжение. – М. : Стандартинформ, 2017. – 33 с.
38. ГОСТ 32659-2014. Композиты полимерные. Методы испытаний. Определение кажущегося предела прочности при межслойном сдвиге методом испытания короткой балки. – М. : Стандартинформ, 2014. – 16 с.
39. ГОСТ 32794-2014. Композиты полимерные. Термины и определения. – М. : Стандартинформ, 2015. – 94 с.
40. ГОСТ 33119-2014. Конструкции полимерные композитные для пешеходных мостов и путепроводов. Технические условия. – М. : Стандартинформ, 2015. – 28 с.
41. ГОСТ 33344-2015. Профили пултрузионные конструкционные из полимерных композитов. Общие технические условия. – М. : Стандартинформ, 2016. – 31 с.
42. ГОСТ 33519-2015. Композиты полимерные. Метод испытания на сжатие при нормальной, повышенной и пониженной температурах. – М. : Стандартинформ, 2016. – 29 с.
43. ГОСТ 4650-2014. Пластмассы. Методы определения водопоглощения. – М. : Стандартинформ, 2014. – 16 с.
44. ГОСТ Р 54928-2012. Пешеходные мосты и путепроводы из полимерных композитов Технические условия. – М. : Стандартинформ, 2015. – 50 с.

45. Грибанов А.С. Прочность и деформативность деревянных балок, армированных композитными материалами с локальной модификацией древесины сжатой зоны : дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. / Грибанов Алексей Сергеевич. – Владимир, 2018. – 197 с.
46. Группа компаний «Армпласт»: офиц. сайт. [Электронный ресурс] // Режим доступа: <https://arm-plast.ru/> (дата обращения: 07.07.2020).
47. Группа компаний «Композит»: офиц. сайт. [Электронный ресурс] // Режим доступа: <https://composite.ru/> (дата обращения: 07.07.2020).
48. Гуняев Г.М. Композиты – выдающееся предвидение Алексея Тихоновича Туманова / Г.М. Гуняев // Все материалы. Энциклопедический справочник. ФГУП «ВИАМ» ГНЦ РФ. 2009. №1. С. 11-19.
49. Дарков А.В., Шпиро Г.С. Сопротивление материалов / А.В. Дарков, Г.С. Шпиро. 4-е изд., перераб. – М. : Высшая школа, 1975. – 605 с.
50. ДБН В.2.6-160:2010. Конструкції будинків і споруд. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення. – [Чинний з 1-11-2011] – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 55 с.
51. Дементьева Л.А., Сереженков А.А., Бочарова Л.И., Аниховская Л.И., Лукина Н.Ф. Композиционные материалы клеевые на основе стеклянных и углеродных наполнителей // Клеи. Герметики. Технологии. 2009. №1. С. 24-27.
52. Дементьева Л.А., Сереженков А.А., Бочарова Л.И., Лукина Н.Ф., Куцевич К.Е., Петрова А.П. Свойства композиционных материалов на основе клеевых препрегов // Клеи. Герметики. Технологии. 2012, №6. С. 19-24.
53. Донецкий К.И., Коган Д.И., Хрульков А.В. Свойства полимерных композиционных материалов, изготовленных на основе плетёных преформ [Электронный ресурс] // Труды ВИАМ: электрон. науч.-технич. журн. 2014. №3. Ст.05. Режим доступа: http://viam-works.ru/ru/articles?art_id=652 (дата обращения: 15.07.2020).
54. Дориомедов М.С. Российский и мировой рынок полимерных композитов (обзор) // Труды ВИАМ». 2020. № 6-7(89). С. 29-37.
55. Дориомедов М.С. Хрульков А.В. Использование пултрузии для полу-

чения элементов конструкций из ПКМ // Новости материаловедения. Наука и техника. 2017. № 3-4 (27). С. 56-60.

56. Дошатаклееная составная балка: пат. 2715942 Рос. Федерация N 2019133705; заявл. 22.10.19; опубл. 04.03.20, Бюл. N 7.

57. Дьяконов В.П. Mathcad 11/12/13 в математике: справочник / В.П. Дьяконов. – М. : Горячая линия-Телеком, 2007. – 958 с.

58. Жихарев М.В. Влияние предварительного нагружения на баллистические свойства стеклопластиковых панелей // Вестник ЮУрГУ. Серия «Машиностроение». 2017. Т.17. №4. С. 82-90.

59. Заводы композитных изделий «Flotenk»: офиц. сайт. [Электронный ресурс] // Режим доступа: <https://flotenk.ru/> (дата обращения: 07.07.2020).

60. ЗАО «Электроизолит»: офиц. сайт. [Электронный ресурс] // Режим доступа: <http://www.electroizolit.ru/> (дата обращения: 07.07.2020).

61. Иванов Д.В., Доль А.В. Введение в ANSYS WORKBENCH: учебно-методическое пособие для студентов естественно-научных дисциплин. / Д.В. Иванов, А.В. Доль. – Саратов: ООО «Амирит», 2016. – 56 с.

62. Ильюшин А.А. Пластичность. Часть первая. Упруго-пластические деформации. – М. : Государственное издательство технико-математической литературы, 1948. – 376 с.

63. Индексы пересчета сметной стоимости строительства, реконструкции, капитального ремонта, реставрации и содержания объектов городского хозяйства, осуществляемых за счет средств бюджета Санкт-Петербурга. Распоряжения Комитета по государственному заказу Санкт-Петербурга. Декабрь 2021 г. [Электронный ресурс] // Администрация Санкт-Петербурга: [сайт]. [2022]. Режим доступа: <https://www.gov.spb.ru/gov/otrasl/kgz/documents/indeksy-perescheta-smetnoj-stoimosti-stroitelstva-rekonstrukcii-kapita/> (дата обращения: 16.04.2022).

64. Каблов Е.Н. Композиты: сегодня и завтра // Металлы Евразии. 2015. №1. С. 36-39.

65. Карпиловский В.С. SCAD Office. Версия 21. Вычислительный комплекс SCAD++ / В.С. Карпиловский, Э.З. Криксунов, А.А. Маляренко, С.Ю. Фи-

алко, А.В. Перельмутер, М.А. Перельмутер. – М. : SCAD SOFT, 2015. – 848 с.

66. Полимерные композиционные материалы: каталог ; Национальный исследовательский центр «Курчатовский институт», Всероссийский научно-исследовательский институт авиационных материалов. – М. : НИЦ «Курчатовский институт» – ВИАМ, 2022. – 67 с.

67. Композиционные материалы: справочник / В.В. Васильев, В.Д. Протасов, В.В. Болотин и др.; под общ. ред. В.В. Васильева, Ю.М. Тарнопольского. – М. : Машиностроение, 1990. – 512 с.

68. Курносое А.О., Мельников Д.А., Соколов И.И. Стеклопластики конструкционного назначения для авиастроения [Электронный ресурс] // Труды ВИАМ: электрон. науч.-технич. журн. 2015. №8. Ст. 08. Режим доступа: <https://www.elibrary.ru/item.asp?id=23857746> (дата обращения: 15.07.2020).

69. Куцевич. К.Е., Дементьева Л.А., Лукина Н.Ф., Тюменева Т.Ю. Клеевые препреги – перспективные материалы для деталей и агрегатов из ПКМ // Авиационные материалы и технологии. 2017. №5. С. 379-387.

70. Макухин А.Г., Сыровой Г.В., Ратушняк А.Ю. Пултрузия, как технологический процесс изготовления изделий из композиционных материалов // Прогрессивные технологии и системы машиностроения. 2016. №1. С. 99-106.

71. Межрегиональный промышленный кластер «Композиты без границ» [Электронный ресурс] // UMATEX: [сайт]. Режим доступа: <https://umatex.com/composites/cluster/> (дата обращения: 05.07.2020).

72. Мейз Дж. Теория и задачи механики сплошных сред: перевод с английского Свешниковой Е.И., под ред. Эглит М.Э. – М. : Изд-во «Мир», 1974. – 318 с.

73. Методика определения сметной стоимости строительства, реконструкции, капитального ремонта, сноса объектов капитального строительства, работ по сохранению объектов культурного наследия (памятников истории и культуры) народов Российской Федерации на территории Российской Федерации // [Электронный ресурс]. Режим доступа: https://www.minstroyrf.gov.ru/docs/74853/?sphrase_id=1627457 (дата обращения:

09.04.2022).

74. Методика по разработке и применению нормативов накладных расходов при определении сметной стоимости строительства, реконструкции, капитального ремонта, сноса объектов капитального строительства // [Электронный ресурс].

Режим

доступа:

https://www.minstroyrf.gov.ru/docs/120609/?sphrase_id=1627568 (дата обращения: 10.04.2022).

75. Механические свойства стеклотекстолитов, текстолитов, гетинаксов [Электронный ресурс] // ООО «Торгово-промышленная компания «Пентан»: [сайт]. Режим доступа: https://pentan.ru/articles/properties-electrical-textolite/?sphrase_id=20070 (дата обращения: 15.01.2020).

76. Мишкин С.И., Раскутин А.Е., Евдокимов А.А., Гуляев И.Н. Технологии и основные этапы строительства первого в России арочного моста из композиционных материалов [Электронный ресурс] // Труды ВИАМ: электрон. науч.-технич. журн. 2017. №6 (54). Ст. 05. Режим доступа: <http://viam-works.ru/plugins/content/journal/uploads/articles/pdf/1115.pdf> (дата обращения: 05.01.2022).

77. Многопролётная несущая балка: пат. 176462 Рос. Федерация N 2017131968; заявл. 12.09.17; опубл. 19.01.18, Бюл. N 2.

78. Нелюб В.А. Применение прямых методов формования при производстве крупногабаритных деталей из стеклопластиков // Химическая технология. Изд-во: Наука и технологии ООО. 2012. №12. С. 735-739.

79. ОДМ 218.2.058-2019. Рекомендации по применению композиционных материалов в конструкциях мостовых сооружений и пешеходных мостов. – М. : Федеральное дорожное агентство (РОСАВТОДОР), 2019. – 82 с.

80. ОДМ 218.3.027-2013. Рекомендации по применению тканевых композиционных материалов при ремонте железобетонных конструкций мостовых сооружений. – М. : Росавтодор, 2013. – 54 с.

81. ООО «Бийский завод стеклопластиков»: офиц. сайт. [Электронный ресурс] // Режим доступа: <https://bzs.ru/> (дата обращения: 07.07.2020).

82. ООО «МЕТЕМ»: офиц. сайт. [Электронный ресурс] // Режим доступа: <https://metem50.ru/tokarnye-frezernye-raboty> (дата обращения: 16.04.2022).
83. ООО «Нанотехнологический центр композитов»: офиц. сайт. [Электронный ресурс] // Режим доступа: <https://www.nccrussia.com/ru/> (дата обращения: 10.07.2020).
84. ООО «ПолиКомпозит»: офиц. сайт. [Электронный ресурс] // Режим доступа: <http://polycompozit.com/> (дата обращения: 07.07.2020).
85. ООО «ТД «Орион»»: офиц. сайт. [Электронный ресурс] // Режим доступа: <https://spb-orion.ru/product/ma-15/> (дата обращения: 10.03.2022).
86. ООО «Центр пултрузии»: офиц. сайт. [Электронный ресурс] // Режим доступа: <http://c-pult.ru/kompaniya/> (дата обращения: 07.07.2020).
87. Петрова А.П., Лукина Н.Ф., Шарова И.А., Куцевич К.Е., Бузник В.М. Работоспособность клеев и материалов на их основе в условиях, близких к прибрежным условиям Арктики [Электронный ресурс] // Новости материаловедения. Наука и техника: электрон. науч.-технич. журн. 2016. №2. Ст.14. Режим доступа: <https://www.elibrary.ru/item.asp?id=26148239> (дата обращения: 15.07.2020).
88. Пешеходные мосты [Электронный ресурс] // ООО НПП АпАТЭК: [сайт]. [2008]. Режим доступа: <http://www.apatech.ru/foot-bridge.html> (дата обращения: 05.01.2022).
89. Пешеходный мост в районе платформы «Чертаново» [Электронный ресурс] // ООО НПП АпАТЭК: [сайт]. [2008]. Режим доступа: <http://www.apatech.ru/chertanovo.html> (дата обращения: 05.01.2022).
90. Пешеходный мост Москва-Кусково 7 км [Электронный ресурс] // ООО НПП АпАТЭК: [сайт]. [2008]. Режим доступа: <http://www.apatech.ru/kuskovo.html> (дата обращения: 05.01.2022).
91. Пешеходный мост у о.п. 586 км Юго-Восточной железной дороги [Электронный ресурс] // ООО НПП АпАТЭК: [сайт]. [2008]. Режим доступа: <http://www.apatech.ru/ryajsk.html> (дата обращения: 05.01.2022).
92. Платформа «Тестовская» [Электронный ресурс] // ООО НПП АпАТЭК: [сайт]. [2008]. Режим доступа: <http://www.apatech.ru/testovskaya1.html>

(дата обращения: 05.01.2022).

93. Подберя Б.Е. Механика композиционных материалов / Б.Е. Подберя. – М. : МГУ, 1984. – 336 с.

94. Постнова М.В., Постнов В.И. Опыт развития безавтоклавных методов формования ПКМ [Электронный ресурс] // Труды ВИАМ: электрон. науч.-технич. журн. 2014. №4. Ст. 06. Режим доступа: <http://viam-works.ru/plugins/content/journal/uploads/articles/pdf/660.pdf> (дата обращения: 05.07.2020).

95. Преднапряжённая сталебетонная балка: пат. 2674045 Рос. Федерация N 2016142556С2; заявл. 28.10.16; опубл. 28.04.18, Бюл. N 34.

96. Приказ Минстроя России «Об утверждении Методики определения сметной стоимости строительства, реконструкции капитального ремонта, сноса объектов капитального строительства, работ по сохранению объектов культурного наследия (памятников истории и культуры) народов Российской Федерации на территории Российской Федерации» N 421/пр от 04.08.2020 // [Электронный ресурс]. Режим доступа: https://www.minstroyrf.gov.ru/docs/74851/?sphrase_id=1627453 (дата обращения: 25.04.2022).

97. Приказ Минстроя России «Об утверждении Методики по разработке и применению нормативов накладных расходов при определении сметной стоимости строительства, реконструкции, капитального ремонта, сноса объектов капитального строительства» N 812/пр от 21.12.2020 // [Электронный ресурс]. Режим доступа: https://www.minstroyrf.gov.ru/docs/120608/?sphrase_id=1627568 (дата обращения: 25.04.2022).

98. Прокопович И.Е. Методические указания по изучению основ теории ползучести. – Одесса: Минвуз УССР, 1976. – 73 с.

99. Протасов В.Д. Механика в машиноведении композитных полимерных и композитных материалов // Механика композитных материалов. 1987. С. 490-493.

100. Пултрузия – эффективная технология получения композитных мате-

риалов [Электронный ресурс] // НПО «Экструзионные машины»: [сайт]. [2020].
Режим доступа: http://www.meto.ru/analiz/publ_11.htm (дата обращения:
11.07.2020).

101. Раскутин А.Е. Российские полимерные композиционные материалы нового поколения, их освоение и внедрение в перспективных разрабатываемых конструкциях // Авиационные материалы и технологии. 2017. № S. С. 349-367.

102. Распоряжение Правительства Российской Федерации «О стратегии развития промышленности строительных материалов на период до 2020 года и дальнейшую перспективу до 2030 года» N 868-р от 10.05.2016 // [Электронный ресурс].
Режим доступа:
http://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_197766/ (дата обращения:
04.07.2020).

103. РД 153-34.1-21.530-99. Методические указания по обследованию строительных конструкций производственных зданий и сооружений тепловых электростанций. Часть 2. Металлические конструкции. – М. : СПО ОРГРЭС, 2001. – 56 с.

104. Скворцов Ю.В. Конспект лекций по дисциплине Механика композиционных материалов [Электронный ресурс] : электрон. учеб.-метод. комплекс дисциплины / Ю.В. Скворцов; М-во образования и науки Рос. Федерации, Самар. гос. аэрокосм. ун-т им. С. П. Королева (нац. исслед. ун-т) (СГАУ). – Самара, 2013. - on-line.

105. СНиП 2.05.03-84*. Мосты и трубы. – М. : ФГУП ЦПП, 2005. – 240 с.

106. СНиП II-Д.7-62. Мосты и трубы. Нормы проектирования. – М. : Госстройиздат, 1963. – 64 с.

107. Соколов И.И., Вавилова М.И. Конструкционные стеклопластики на основе расплавных связующих и тканей Porcher [Электронный ресурс] // Новости материаловедения. Наука и техника: электрон. науч.-технич. журн. 2013. № 5. Ст. 02. Режим доступа: <https://www.elibrary.ru/item.asp?id=21232938> (дата обращения: 07.01.2022).

108. Соколов И.И., Раскутин А.Е. Углепластики и стеклопластики нового

поколения [Электронный ресурс] // Труды ВИАМ: электрон. науч.-технич. журн. 2013. №4. Ст. 09. Режим доступа: <https://www.elibrary.ru/item.asp?id=19107188> (дата обращения: 13.07.2020).

109. Составная комбинированная двутавровая балка: пат. 2704071 Рос. Федерация N 2018141765; заявл. 26.11.18; опубл. 23.10.19, Бюл. N 30.

110. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. – М. : Стандартинформ, 2017. – 140 с.

111. СП 164.1325800.2014. Усиление железобетонных конструкций композитными материалами. Правила проектирования. – М. : Минстрой России, 2014. – 52 с.

112. СП 266.1325800.2016. Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования. – М. : Стандартинформ, 2017. – 124 с.

113. СП 35.13330.2011. Мосты и трубы. – М. : Минрегион России, 2010. – 340 с.

114. Сталобетонная балка: пат. 2621247 Рос. Федерация N 2016114114; заявл. 12.04.16; опубл. 01.06.17, Бюл. N 16.

115. Сталобетонная балка: пат. 2627810 Рос. Федерация N 2016119481; заявл. 19.05.16; опубл. 11.08.17, Бюл. N 23.

116. Сталедеревобетонная двутавровая балка: пат. 2709576 Рос. Федерация N 2019112495; заявл. 24.04.19; опубл. 18.12.19, Бюл. N 35.

117. Стеклотекстолит [Электронный ресурс] // ООО «Вестех Плюс»: [сайт]. [2022]. Режим доступа: <https://vestech.ru/product/> (дата обращения: 20.02.2021).

118. СТО 38276489.001-2017. Усиление железобетонных конструкций композитными материалами. Проектирование и технология производства работ. – М. : НИИЖБ им. А.А. Гвоздева, 2017. – 125 с.

119. СТО 38276489.002-2017. Усиление каменных и армокаменных конструкций композитными материалами. Проектирование и технология производства работ. – М. : АО «ЦНИИПромзданий», 2017. – 134 с.

120. СТО 38276489.003-2017. Усиление стальных конструкций композитными материалами. Проектирование и технология производства работ. – М. : ФГБОУ ВО «НИУ МГСУ», 2017. – 62 с.

121. СТО НОСТРОЙ 2.29.112-2013. Мостовые сооружения. Строительство деревянных и композитных мостов. Часть 2. Сооружение пешеходных мостов из полимерных композитных материалов. – М. : Изд-во «БСТ», 2013. – 44 с.

122. Стоянов В.О. Прочность и деформативность изгибаемых деревянных элементов, усиленных полимерными композитами : дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. / Стоянов Владимир Олегович. – М., 2018. – 186 с.

123. Строительный стеклопластик «СППС» [Электронный ресурс] // ООО НПП АпАТЭК: [сайт]. [2008]. Режим доступа: <http://www.apatech.ru/spps-stroi.html> (дата обращения: 05.01.2022)

124. Стругач А.Г., Трифонов А.Г. Архитектура современных пешеходных мостов из фиброармированных композитных материалов [Электронный ресурс] // Транспортные сооружения: интернет-журнал. 2019. №1. Режим доступа: <https://t-s.today/PDF/17SAT5119.pdf> (дата обращения: 05.01.2022).

125. ТЕР 81-02-09-2001. Санкт-Петербург. Часть 9. Строительные металлические конструкции. СПб., 2015. – 39 с.

126. ТЕР 81-02-13-2001. Санкт-Петербург. Часть 13. Защита строительных конструкций и оборудования от коррозии. СПб., 2015. – 20 с.

127. ТЕР 81-02-15-2001. Санкт-Петербург. Часть 15. Отделочные работы. СПб., 2015. – 63 с.

128. ТЕРм 81-03-38-2001. Санкт-Петербург. Часть 38. Изготовление технологических металлических конструкций в условиях производственных баз. СПб., 2015. – 7 с.

129. Технологии производства стеклопластика [Электронный ресурс] // ООО «Фирма «Композит лтд»: [сайт]. [2020]. Режим доступа: https://composite.ru/tehnologii/ruchnoe_formovanie/ (дата обращения: 05.07.2020).

130. Технология пултрузии с наполнителем из поли(мет)акрилимидного пенопласта: пат. 2624699 Рос. Федерация N 2014151605; заявл. 13.05.13; опубл.

05.07.17, Бюл. N 19.

131. Тимошенко С.П. К вопросу об устойчивости сжатых пластинок / С.П. Тимошенко. – Киев: тип. С.В. Кульженко, 1907. – 60 с.

132. Тимошенко С.П. Устойчивость стержней пластин и оболочек; избранные работы под ред. Э.И. Григолюка. – М. : Наука, 1971. – 808 с.

133. Тимошенко С.П. Устойчивость упругих систем; перевод с английского И.К. Снитко, под редакцией, с примечаниями и добавлением статьи проф. В.З. Власова. – М. : ОГИЗ. Государственное издательство технико-теоретической литературы, 1946. – 532 с.

134. Тимошков П.Н., Платонов А.А., Хрульков А.В. Пропитка плёночным связующим (RFI) как перспективная безавтоклавная технология получения изделий из ПКМ // Труды ВИАМ. 2015. №5. С. 54-58.

135. ТКП EN 1994-1-1-2009. Еврокод 4. Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Часть 1-1 Общие правила и правила для зданий. – Минск: Минстройархитектуры, 2010. – 95 с.

136. Токменинов К.А. Эффективность освоения полимерных композиционных материалов в промышленности // Russian economic bulletin. Изд-во ДГПУ. 2018. Т.1. №3. С. 12-17.

137. Трубобетонная балка: пат. 2675273 Рос. Федерация N 2017145446; заявл. 22.12.17; опубл. 18.12.18, Бюл. N 12.

138. Уокенбах Джон. Профессиональное программирование на VBA в Excel 2002. : Пер. с англ. – М. : Издательский дом «Вильяме», 2003. – 784 с.

139. Устинов А.М. Прочность и деформативность стальных изгибаемых элементов строительных конструкций, усиленных углекомпозитом : дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. / Устинов Артём Михайлович. – Томск, 2020. – 157 с.

140. Федеральное государственное унитарное предприятие всероссийский научно-исследовательский институт авиационных материалов ФГУП «ВИАМ». Государственный научный центр Российской Федерации: офиц. сайт. [Электронный ресурс] // Режим доступа: <https://viam.ru/> (дата обращения: 12.10.2020).

141. Федеральное государственное унитарное предприятие всероссийский

научно-исследовательский институт авиационных материалов ФГУП «ВИАМ». Государственный научный центр Российской Федерации: офиц. сайт. [Электронный ресурс] // Режим доступа: <https://catalog.viam.ru/catalog/vku35/ugleplastik-marki-vku-35/> (дата обращения: 12.10.2020).

142. Федеральное государственное унитарное предприятие конструкционных материалов «Прометей» им. И.В. Горынина: офиц. сайт. [Электронный ресурс] // Режим доступа: <http://www.cris-m-prometey.ru/production/products/stet.aspx> (дата обращения: 14.07.2020).

143. Феодосьев В.И. Сопротивление материалов. – М. : Изд-во МГТУ им. Н.Э.Баумана, 1999. – 592 с.

144. Шалин Р.Е., Зиновьев С.Н., Померанцева К.П., Моисеев Е.В., Шепелева Л.И. Термостойкий углепластик КМУ-8 [Электронный ресурс] // Авиационная промышленность: электрон. науч.-технич. журн. 1987. №5. Ст. 06. Режим доступа: <https://viam.ru/sites/default/files/scipub/1986/1986-199724.pdf> (дата обращения: 15.07.2020).

145. Щуров Е.О. Несущая способность растянутых и изгибаемых стальных стержней, усиленных углепластиковыми композитными материалами: дис. ... канд. техн. наук: 2.1.1. / Щуров Евгений Олегович. – М., 2022. – 174 с.

146. Abdullah Al-Saidy, Fred wayne Klaiber, T. J. Wipf. Repair of Steel Composite Beams with Carbon Fiber-Reinforced Polymer Plates // Journal of Composites for Construction. 2004. Vol. 8(2).

147. Angus C.C. Lam, J.J. Roger Cheng, Michael C.H. Yam. Finite Element Study of Cracked Steel Circular Tube Repaired By FRP Patching // Procedia Engineering. 2011. Vol. 14. P. 1106-1113.

148. AS 5100.6-2004. Bridge design. Part 6: Steel and composite construction. – Sydney: Standards Australia International Ltd, 2004. – 263 с.

149. Ayman M Okeil, Tuna Ulger, Hamed Babaizadeh. Performance of thin-walled steel beams strengthened with GFRP stiffeners bonded using two different adhesives // Proceedings of the Istanbul Bridge Conference. 2014. P. 1-11.

150. Building a sustainable future with composites [Electronic resource] //

American composites manufactures association: [website]. URL: <https://acmanet.org/> (date of treatment: 06.07.2020).

151. Colombi P., Bassetti A., Nussbaumer A. Analysis of cracked steel members reinforced by pre-stress composite patch // *Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures*. 2003. Vol. 26. P. 59-66.

152. Colombi, P., Bassetti A., Nussbaumer A. Delamination effects on cracked steel members reinforced by prestressed composite patch // *Theoretical and Applied Fracture Mechanics*. 2003. Vol.39. P. 61-71.

153. Composite worlds: official website. [Electronic resource] // URL: <https://www.compositesworld.com/articles/curved-pultrusion-no-longer-an-oxymoron> (date of treatment: 11.07.2020).

154. Danilov,A.I. Some aspects of CFRP steel structures reinforcement in civil engineering // *Procedia Engineering*. 2016. Vol.153. P. 124-130.

155. EN 1994-1-1. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: CEN, 2004. 119 p.

156. EN 1994-1-2. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design. Brussels: CEN, 2005. 109 p.

157. European pultrusion technology association: official website. [Electronic resource] // URL: <https://pultruders.org/> (date of treatment: 06.07.2020).

158. Ezzeldin Yazeed Sayed-Ahmed. Strengthening of thin-walled steel I-section beams using CFRP strips // *Proceedings of the 4th International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures (ACMBS IV)*. 2004. P. 1-8.

159. Fengky Satria Yoresta, Ryotaro Maruta, Genki Mieda and Yukihiro Matsumoto. Strengthening of steel member using unbonded CFRP laminates [Electronic resource] // *E3S Web of Conferences*. 2020. Vol.156. 5 p. URL: https://www.e3s-conferences.org/articles/e3sconf/pdf/2020/16/e3sconf_iceedm2020_05025.pdf (date of treatment: 10.01.2022).

160. Ghafoori, E., Aljabar N.J., Zhao X.L., Al-Mahaidi R., Motavalli M., Koay Y.C. Fatigue tests on UHM-CFRP strengthened steel plates with centralinlined crack sunder different damage levels // *Composite Structures*. 2017. Vol.160. P. 995–1006.

161. Jawed Qureshi, Yashida Nadir, Shaise K John. Bolted and bonded FRP beam-column joints with semi-rigid end conditions // *Composite Structures*. 2020. Vol. 247. P. 1-43.
162. Katsuyoshi Nozaka, Carol K. Shield, Jerome F. Hajjar. Design of a Test Specimen to Assess the Effective Bond Length of Carbon Fiber-Reinforced Polymer Strips Bonded to Fatigued Steel Bridge Girders // *Journal of Composites for Construction*. 2005. Vol. 9(4). P. 304-312.
163. Lesiuk, G., Katkowski M., Duda M., Królicka A., Correia J.A.F.O., De Jesus A.M.P., Rabięga J. Improvement of the fatigue crack growth resistance in long term operated steel strengthened with CFRP patches // *Procedia Structural Integrity*. 2017. Vol. 5. P. 912–919.
164. Lu Y., Li W., Li S., Li X., Zhu T. Study of the Tensile Properties of CFRP Strengthened Steel Plates // *Polymers*. 2015. Vol.7. P. 2595–2610.
165. Manalo A., Sirimanna C., Karunasena W., McGarva L., Falzon P. Pre-impregnated Carbon Fibre Reinforced Composite System for Patch Repair of Steel I-beams // *Construction and Building Materials*. 2016. Vol.105. P. 365-376.
166. Miyashita T. & Nagai M., Wakabayashi D., Hidekuma Y. & Kobayashi A., Okuyama Y., Koide N., Horimoto W. Repair method for corroded steel girder ends using CFRP sheet // *IABSE-JSCE Joint Conference on Advances in Bridge Engineering-III*. 2015. P. 614-620.
167. Mohammed Altaee, Lee Cunningham, Martin Gillie. CFRP Strengthening of Steel Beams with Web Openings // *Proceedings of Structural Faults & Repair 2016: 16th International Conference*. 2022. P. 13.
168. Oral Buyukozturk, Oguz Gunes, Erdem Karaca. Progress on understanding debonding problems in reinforced concrete and steel members strengthened using FRP composites // *Construction and Building Materials*. 2004. Vol. 18, Iss. 1, P. 9-19.
169. Peiris N.A. Steel beams strengthened with ultra high modulus CFRP laminates: dissertation ... degree of Doctor of Philosophy / Peiris Nisal Abheetha. – Lexington, Kentucky, 2011. – 284 p.
170. Röchling: official website. [Electronic resource] // URL:

<https://www.roechling.com/> (date of treatment: 06.07.2020).

171. Sami Rizkalla, Mina Dawood. High modulus carbon fiber materials for retrofit of steel structures and bridges // Proc ACUN-5 «Developments in Composites: Advanced, Infrastructural, Natural and Nano-composites». 2006. P. 1-11.

172. Sundarraja M.C., Sriram P., Ganesh Prabhu G. Strengthening of Hollow Square Sections under Compression Using FRP Composites // Advances in Materials Science and Engineering. 2014. Vol. 2014(1). P. 1-19.

173. Ulger T. Strengthening Shear Deficient Thin-Walled Steel Beams by Bonding Pultruded GFRP Sections Bonding Pultruded GFRP Sections: dissertation ... degree of Doctor of Philosophy / Ulger Tuna. – Louisiana, 2016. – 178 p.

174. Why CompositesLab [Electronic resource] // American composites manufactures association: [website]. URL: <http://compositeslab.com/our-mission/> (date of treatment: 06.07.2020).

175. Zamzam A. Alsharif, R. Saied, M.T. Abujelala, M. Elarbi. Experimental investigation on repairing of steel pipes using composite materials: Part II // Journal of Engineering Research (Al-Fateh University). 2009. Iss. 11. P. 1-12.

176. Zhichao Zh. Shear strengthening of RC beams using carbon fiber reinforced polymer laminates: dissertation ... degree of Doctor of Philosophy / Zhichao Zhang. – New Jersey, 2003. – 181 p.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1.**КОНСТРУКТИВНОЕ РЕШЕНИЕ КОМБИНИРОВАННОЙ БАЛКИ С
ВНУТРЕННИМ УСИЛЕНИЕМ ОБЪЁМНЫМ КОМПОЗИТНЫМ
ЭЛЕМЕНТОМ****1. Предпосылки разработки нового технического решения комбинированной балки с применением объёмного композитного элемента**

Комбинированная балка представляет собой конструкцию, состоящую из разнородных материалов, скомпонованных особым образом по объёму всей конструкции. Известны технические решения комбинированных балок с применением древесины, бетона, композитных материалов, бетона [56], [8], [116], [109], однако, как было отмечено в 1-ой главе, наибольшее распространение среди комбинированных балок получили технические решения сталежелезобетонных и трубобетонных конструкций, работающих на изгиб, растяжение и сжатие.

В 1962 г. в СССР разработан СНиП II-Д.7-62 «Мосты и трубы», регламентирующий основные положения расчёта стальных конструкций, объединённых с железобетонной плитой [106], которые впоследствии дорабатывались в СНиП 2.05.03-84* [105], СП 35.13330.2011 [113]. На основании актуальной версии указанного нормативного документа [113], а также разработок отечественных учёных и научно-исследовательских институтов разработан свод правил по расчёту сталежелезобетонных конструкций СП 266.1325800.2016 [112]. В нормативном документе приведены положения расчёта сталежелезобетонных конструкций, в частности, комбинированных балок.

В зарубежных странах расчёт и правила проектирования комбинированных конструкций также регламентированы рядом нормативных документов: европейским стандартом EN 1994-1-1 [155] и его актуализированной версией EN 1994-1-2 [156], австралийским стандартом AS 5100.6-2004 [148], белорусским стандартом ТКП EN 1994-1-1-2009 [135], украинским стандартом ДБН В.2.6-160:2010 [50] и др.

Существующие технические решения комбинированных балок, выполненных из стали и железобетона [115], [95], [7], [114], [137], [77], предусматривают

заполнение железобетоном внутреннего пространства стального замкнутого контура балки. Большая часть из приведённых технических решений выделяется особенной криволинейной формой стального контура, внутри которого размещается бетон или железобетон, полностью заполняющий его внутреннее пространство.

Применение бетона или железобетона в сжатой части сечения комбинированной балки приводит к росту несущей способности сечения. Это позволяет выполнить нагружение конструкции в большей степени либо уменьшить расход стали, применяемой для изготовления стального контура.

У приведённых технических решений имеется недостаток, ограничивающий возможность их применения, который заключается в необходимости создания стального замкнутого контура с криволинейными стенками балки. Решение указанной проблемы заключается в применении стальной балки, замкнутый контур которой имеет форму коробчатого сечения, внутреннее пространство которой заполнено материалом усиления.

Сплошное внутреннее заполнение стального контура комбинированной балки материалом усиления не рационально. Это связано с тем, что по высоте поперечного сечения конструкции действующие напряжения распределены неравномерно, имеются зоны, где их величина достигает наименьшего значения. Применение материала усиления в составе комбинированной балки на подобных участках оказывается наименее эффективным.

Логичным решением в данном случае является выполнение сквозного отверстия в материале усиления, имеющего особую форму, которая обеспечивает рациональное использование его физико-механических свойств. Применение бетона или железобетона в качестве материала внутреннего заполнения требует выполнения работ, имеющих высокую сложность исполнения: формирование сквозного отверстия в материале внутреннего заполнения; обеспечение совместной работы разделённых сквозным отверстием частей внутреннего заполнения в составе комбинированной балки.

Альтернативным типом материала, который можно применять в качестве материала усиления, являются волокнисто-армированные полимерные компози-

ты. Существует два метода изготовления объёмного единого конструкционного композитного элемента со сквозным отверстием, выполненным вдоль всей его длины:

- технология пултрузии с вкладышем;
- технология намотки.

Пултрузия представляет собой непрерывный быстрый технологический процесс изготовления композитного материала, в рамках которого волокна, пропитанные связующим материалом, пропускаются через разогретую формообразующую фильеру. Композит, изготовленный по технологии пултрузии, обладает свойствами моноотропной среды. Постепенно распространяются и осваиваются различные модификации пултрузии такие, как комбинация пултрузии и намотки, комбинация пултрузии и компрессионного формования [55].

Известна пултрузионная технология изготовления композитного элемента с применением полиметакрилимидного пенопласта в качестве наполнителя инертного вкладыша [130]. Технологический процесс изготовления композитного элемента по обозначенной технологии представлена на рисунке П.1.1.

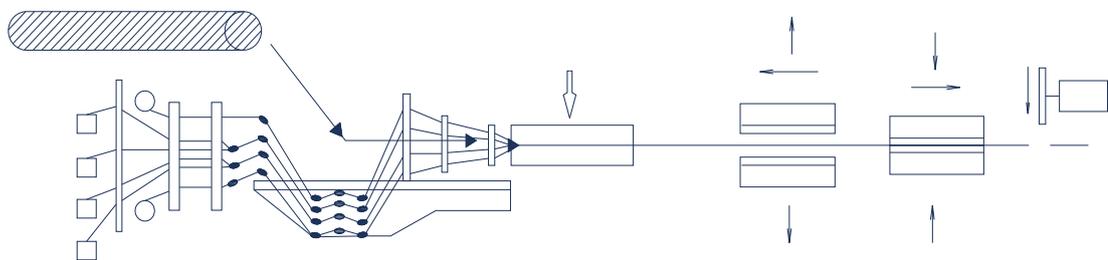


Рисунок П.1.1. Технологический пултрузионный процесс изготовления композитного элемента с пенопластовым наполнителем заданной формы [130].

Альтернативным вариантом изготовления полимерного композитного материала со сквозным отверстием вдоль всей длины элемента является метод намотки. Перед началом изготовления подобного элемента должна быть подготовлена форма сквозного отверстия. Форма может быть выполнена оболочкой из тонкой листовой стали или состоять из сплошного лёгкого инертного вкладыша малой жёсткости, выполненного, например, из полметакрилимидного пенопласта.

В зависимости от формы отверстия в композитном материале должна быть выбрана оптимальная технологическая схема намотки волокон: продольно-

поперечная, спирально-продольная, спирально-продольно-поперечная, спиральная под углами 30° и 60° , а также косослойная продольно-поперечная намотка на основе стеклянного ровинга [19]. Композитные волокна, пропитанные связующим материалом, наматываются на вкладыш, после чего композитный элемент отверждается, набирает прочность и жёсткость.

Композитный материал, изготовленный технологией намотки, обладает свойствами ортотропной среды, матрица податливости материала в данном случае выглядит следующим образом [143, с.341]:

$$[s] = \begin{bmatrix} 1/E_1 & -\mu_{21}/E_2 & -\mu_{31}/E_3 & 0 & 0 & 0 \\ -\mu_{12}/E_1 & 1/E_2 & -\mu_{32}/E_3 & 0 & 0 & 0 \\ -\mu_{13}/E_1 & -\mu_{32}/E_2 & 1/E_3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1/G_{23} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G_{31} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G_{12} \end{bmatrix} \quad (\text{п.1})$$

2. Описание нового конструктивного решения комбинированной балки

Дополнительно разработано новое конструктивное решение комбинированной балки, которое представляет собой стальную балку, выполненную из 2 стальных поясов и стенок, формирующих замкнутый прямоугольный контур (коробчатое сечение), внутреннее пространство которого заполнено элементом из композитного материала, имеющего сквозное отверстие особой формы вдоль всей его длины.

Общий вид изобретения представлен на рисунках П.1.2 и П.1.3.

В качестве внутреннего усиливающего элемента комбинированной балки принят композит, изготовленный одним из ранее обозначенных методов, имеющий сквозное отверстие особой формы вдоль всей его длины. Совместная работа верхней и нижней композитных частей, разделённых сквозным отверстием, обеспечена соединяющими их вертикальными стенками. Верхняя и нижняя часть, а также вертикальные стенки внутреннего заполнения изготавливаются в рамках одного технологического процесса, единым конструктивным элементом. По результатам выполненного исследования оформлен патент на изобретение RU 2745288 C1 [5], представленный в приложении 2.

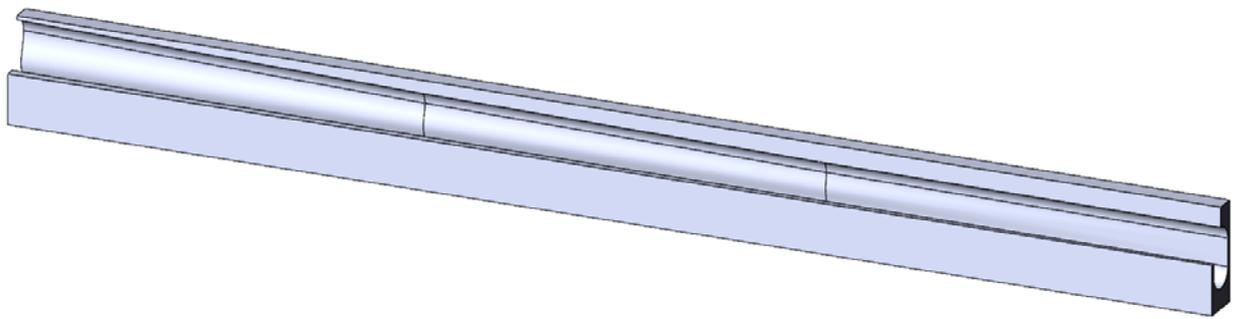
Отличие разработанного технического решения от аналогов заключается:

- в применении композита в качестве материала внутреннего усиления комбинированной балки;
- в особой форме сквозного отверстия в композитном элементе.

Форма разработанного отверстия в композитном элементе, представлена на рисунке П.1.4, зависит от распределения приведённых напряжений в стальной стенке балки [72, с.258]. Значение приведённого напряжения определяется:

$$\sigma_{\text{прив.}} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3 * \tau_{xy}^2} \quad (\text{п.2})$$

а)



б)



Рисунок П.1.4. Композитный элемент: а) на половине пролёта балки с вырезом верхней четверти;

б) форма отверстия в композитном элементе комбинированной балки на всём её пролёте.

Дополнительно разработанное конструктивное решение комбинированной балки возможно применять при создании новых конструкций в заводских условиях.

Форма композитного элемента в расположенном в середине пролёта сечении

В сечении, расположенном в середине пролёта однопролётной балки, нагруженной равномерно-распределённой нагрузкой, величина внутренних усилий составляет: $Q_{\text{попер.}} = 0$; $M_{\text{изг.}} = M_{\text{мах.}}$. В анализируемом сечении величина касательных напряжений τ_{xy} достигает своего минимального значения, при этом нор-

мальные напряжения σ_x достигают своего максимума. В этом случае величина приведённых напряжений зависит только от действия нормальных напряжений σ_x , при этом распределение приведённых напряжений по высоте стенки балки определяется выражением:

$$\sigma_{\text{прив.}} = \sigma_x \quad (\text{п.3})$$

Применение композитного материала наименее эффективно в уровне нейтральной оси комбинированной балки. Логичным является назначение минимальной конструктивной толщины вертикальных стенок, обеспечивающих совместную работу верхней и нижней секций композитного элемента.

Сечение композитного элемента, представленное на рисунке П.1.5 (а), разделено на верхнюю и нижнюю секции высотой h_1 , соединённые вертикальными стенками толщиной t_1 . Ширина верхней и нижней секции b_1 принимается равной расстоянию между внутренними поверхностями стенок стального коробчатого контура. Величина h_1 назначается по результатам расчёта несущей способности комбинированного сечения против действия изгибающего момента. Скругления верхней и нижней секции, также, как и вертикальные стенки композитного элемента, при расчёте несущей способности анализируемого сечения не учитываются.

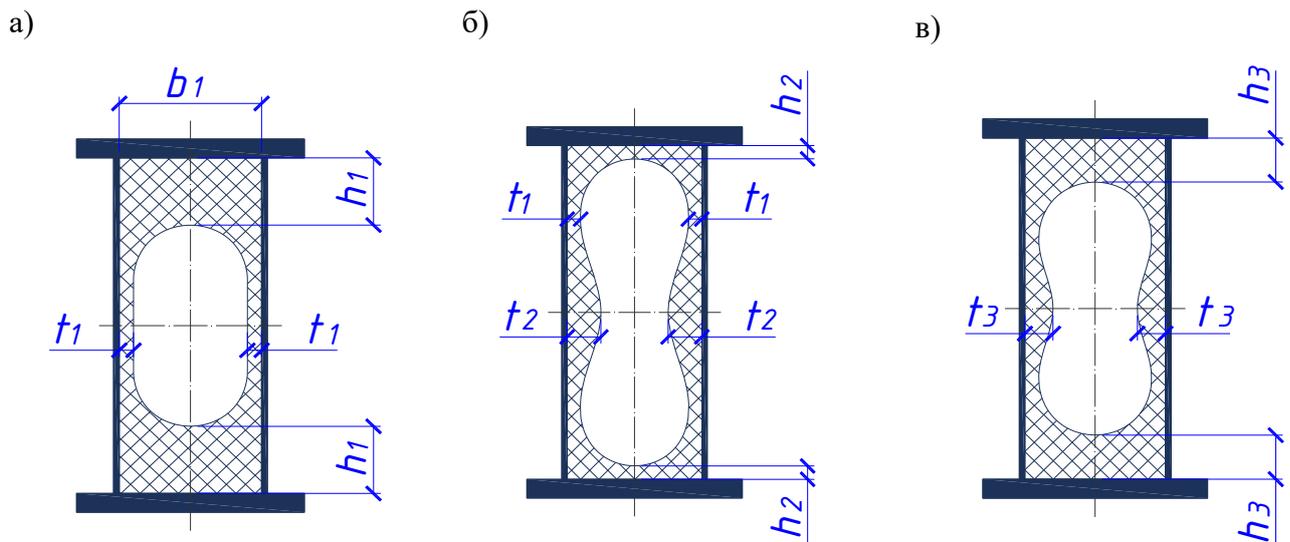


Рисунок П.1.5. Поперечное сечение комбинированной однопролётной балки, расположенное: а) в середине пролёта; б) над опорным участком; в) между опорным сечением и сечением в середине пролёта.

Форма композитного элемента в сечении, расположенном над опорным участком

В сечении, расположенном над опорой, величина внутренних усилий составляет: $Q_{\text{попер.}} = Q_{\text{макс.}}$; $M_{\text{изг.}} = 0$. В анализируемом сечении величина касательных напряжений τ_{xy} достигает своего максимального значения, при этом нормальные напряжения σ_x достигают своего минимума. В этом случае распределение приведённых напряжений по высоте стенки балки определяется выражением:

$$\sigma_{\text{прив.}} = \tau_{xy} * \sqrt{3} \quad (\text{п.4})$$

Применение композитного материала наименее эффективно в верхней и нижней секциях сечения, представленного на рисунке П.1.5 (б). Логичным в анализируемом сечении является назначение минимальной конструктивной толщины h_2 верхней и нижней секции композитного элемента.

Приведённые напряжения, определяющие форму отверстия в композитном элементе, зависят от величины касательных напряжений. По этой причине в уровне нейтральной оси должно быть предусмотрено увеличение толщины стенок композитного элемента от конструктивного значения t_1 до значения t_2 , которое назначается по результатам расчёта несущей способности сечения комбинированной балки против действия поперечной силы. В случае, когда толщину стенки композитного элемента невозможно технологически увеличить, допускается выполнение стенки вспомогательного материала постоянной толщины t_2 .

Форма композитного элемента в сечениях, расположенных между опорным сечением и сечением в середине пролёта

В сечениях, расположенных между опорным сечением и сечением в середине пролёта, величина внутренних усилий изменяется от $(Q_{\text{макс.}}; M_{\text{мин.}})$ до $(Q_{\text{мин.}}; M_{\text{макс.}})$. Аналогичным образом изменяются значения нормальных σ_x и касательных напряжений τ_{xy} . В этом случае форма отверстия в композитном элементе определяется формулой (п.2).

Форма промежуточного сечения представлена на рисунке П.1.5 (в). В анализируемом случае высота верхней и нижней секции композитного элемента h_3

изменяется от величины h_2 до h_1 . Толщина стенок t_3 , соединяющих верхнюю и нижнюю секцию композитного элемента, также изменяется от величины t_1 до t_2 .

В случае, когда схема приложенной нагрузки отличается, например, комбинированная балка воспринимает равномерно распределённую нагрузку, приложенную к части её пролёта, форма отверстия во вспомогательном материале будет отличаться от ранее рассмотренных, но она также будет зависеть от распределения приведённых напряжений по длине конструкции.

Варианты технической реализации комбинированной балки

Как было отмечено ранее, для изготовления полимерного композитного элемента, выполняющего функцию усиления стального коробчатого контура балки, следует применять технологию намотки или пултрузии. Для задания формы внутреннего отверстия в композитном элементе следует применять инертный вкладыш, например, полиметакрилимидный пенопласт, влияние которого не учитывается в расчёте. После отверждения композитного элемента в нём выполняются пазы для последующего крепления стальных упоров стального контура балки.

Контур конструкции изготавливается из стальных листов, сваренных друг с другом. При сборке конструкции сваривается стальной «П»-образный стальной короб, состоящий из нижнего пояса балки и её стенок. К стальным листам верхнего и нижнего поясов балки предварительно привариваются стальные упоры, которые после сборки всей комбинированной балки обеспечивают совместную работу стального контура и композитного элемента. В качестве стальных упоров возможно применение стальных пластин, шпилек. Упоры назначаются по расчёту на восприятие сдвига, возникающего при нагружении конструкции.

Перед размещением композитного элемента в стальной «П» образный короб на внутреннюю поверхность стальных стенок, а также внешнюю поверхность композитного элемента наносят эпоксидный клеевой состав. Затем композитный элемент устанавливается в стальной «П» образный короб таким образом, чтобы стальные упоры нижнего пояса балки полностью вошли в пазы композитного элемента. После монтажа композитного элемента стенка комбинированной балки дополнительно обжимается и выдерживается до момента затвердевания клеевого

раствора. Соединение стальной стенки балки со стенкой композитного элемента приводит к росту устойчивости стальной стенки против действия нормальных и касательных напряжений, в этом случае становится возможным при конструировании сечения балки применять стальные стенки меньшей толщины.

По окончании набора прочности клеевых соединений, к собранной конструкции сверху крепится верхний стальной пояс балки с установкой его стальных упоров в пазы композитного элемента. После сборки пролётной части комбинированной балки к ней по торцам привариваются опорные стальные пластины.

Для обеспечения совместной работы разнородных элементов также возможно применение болтовых соединений. Перед монтажом опорных рёбер возможно выполнить в приопорной зоне комбинированной балки болтовые соединения стенок стального контура и композитного элемента.

3. Расчёт несущей способности комбинированной балки

Поверочные расчёты несущей способности разработанного технического решения можно выполнить двумя способами:

- аналитическим методом расчёта;
- расчётом с применением программных вычислительных комплексов, использующих метод конечных элементов.

Аналитический метод расчёта заключается в проверке несущей способности сечения, определении в нём компонентов напряжений, с последующим сравнением с расчётными сопротивлениями материалов, из которых конструкция изготовлена. В случае действия равномерно распределённой нагрузки для расчёта следует принять сечения: 1) расположенное в середине пролёта; 2) расположенное в приопорной зоне; 3) расположенное на промежуточном участке балки.

Комбинированные конструкции выполняются из материалов, имеющих разный модуль упругости, поэтому для оценки распределения действующих напряжений в расчётном сечении следует применять метод расчёта балок разнородной упругости [49, с.286].

Расчёт с применением программных комплексов позволяет оценить напряжённо-деформированное состояние конструкции по всей её длине, в любой точке сечения. Результатом программного расчёта являются величины действующих в комбинированной балке напряжений. Для выполнения расчёта в программном комплексе требуется разработка геометрической модели, задание граничных условий, условий нагружения, разбивка модели на связанные друг с другом конечные элементы.

Существуют различные программные комплексы, позволяющие выполнить расчёты подобного типа, например, SCAD [65], Ansys [61] и др. В Ansys решение поставленных задач выполняется с применением численных методов. Все формализуемые процессы могут быть описаны математической моделью, которая в общем случае представляет собой систему дифференциальных уравнений, дополненную краевыми условиями [61, с.4].

Исследуемый объект делится на множество конечных элементов, соединённых и взаимодействующих друг с другом, при этом у каждого из объектов заданы свои краевые граничные условия. Взаимодействие конечных объёмных элементов и их краевые условия определяются автоматически при построении расчётной модели, с учётом общих ограничений, накладываемых на анализируемый объект пользователем перед выполнением расчёта.

Для оценки сходимости аналитического и программного методов расчёта выполнены два расчёта контрольных сечений комбинированной балки, расположенных: 1) в середине пролёта; 2) на опоре.

Для расчёта принята однопролётная балка, выполненная с шарнирно-неподвижным закреплением левой опоры, с шарнирно-подвижным закреплением правой опоры. Величина пролёта балки – 6 м, конструкция воспринимает равномерно распределённую нагрузку, действующую по всему пролёту балки, величиной 14,33 кН/м. Стальной контур балки выполнен из стали С245. Сечение стального контура балки представлено на рисунке П.1.6, геометрические параметры сечения в таблице П.1.1.

Таблица П.1.1. Геометрические параметры стального контура коробчатого сечения

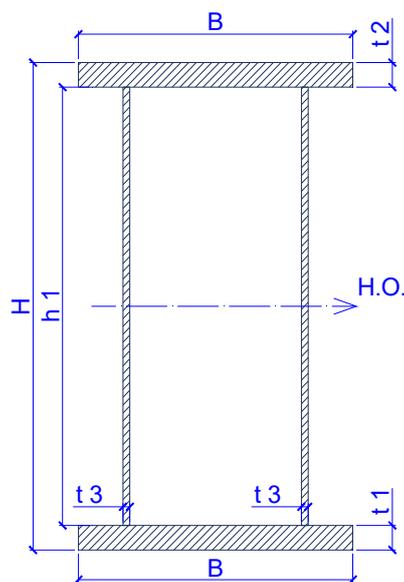


Рисунок П.1.6. Расчётное сечение стального контура

Расчётные характеристики	
Н сеч. =	0,278 м
В сеч. =	0,160 м
t ₁ =	0,014 м
t ₂ =	0,014 м
t ₃ =	0,004 м
h ₁ =	0,250 м
A _{сеч.} =	0,00648 м ²
I _{сеч.} =	0,8855*10 ⁻⁴ м ⁴
h _{н.о.} =	0,139 м
E _{стали} =	206000 МПа
R _y =	225 МПа (С245)
R _s =	124,28 МПа (С245)

В качестве материала усиления принят стеклопластик, изготовленный методом спирально-продольно-поперечной намотки, с применением стекловолокна и эпоксидной смолы [19]. Физико-механические свойства композита приведены в таблице П.1.2.

Таблица П.1.2. Физико-механические характеристики стеклопластика, изготовленного методом намотки [19]

Физико-механический параметр	Величина параметра
Разрушающее напряжение при сжатии и растяжении	119 МПа
Разрушающее напряжение при изгибе	373 МПа
Модуль упругости при растяжении в продольном направлении	27,77 ГПа
Модуль упругости при растяжении в поперечном направлении	19,97 ГПа

Поперечные размеры сквозного отверстия, выполненного в композитном элементе, изменяются по всей длине балки, геометрические параметры ключевых расчётных сечений представлены на рисунке П.1.7.

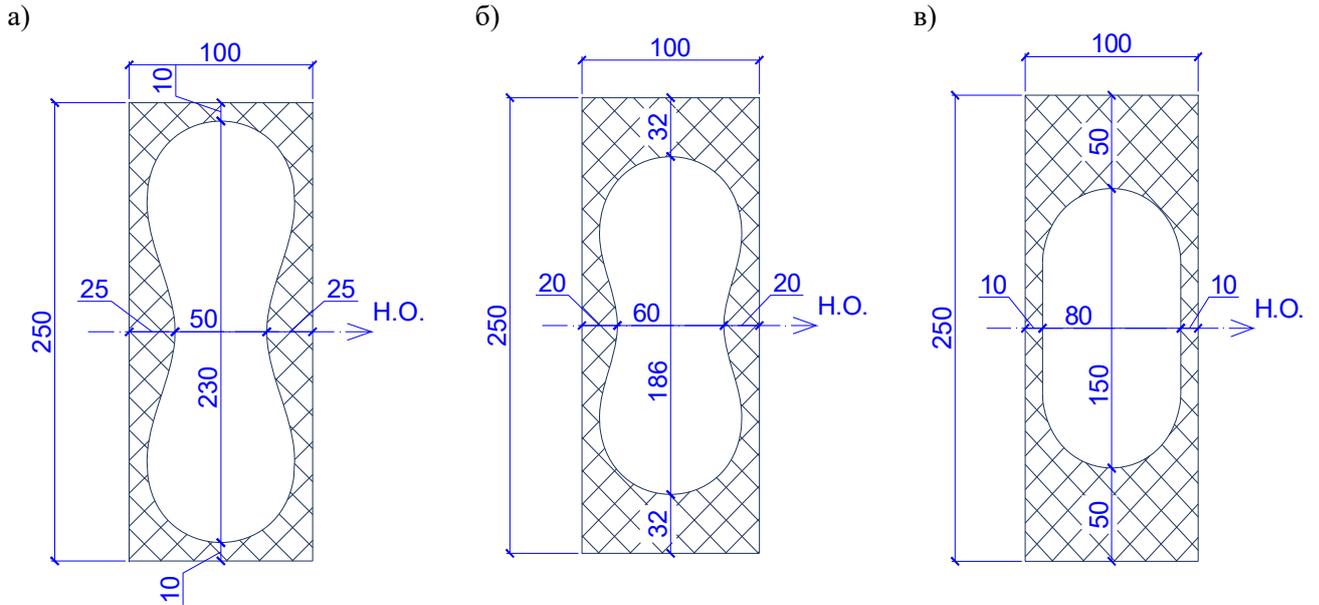


Рисунок П.1.7. Формы сквозного отверстия в композитном элементе в различных сечениях по длине балки, расположенных: а) на опоре; б) в четверти пролёта; в) в середине пролёта.

На рисунке П.1.8 показаны эпюры действующих в однопролётной балке внутренних усилий: изгибающего момента и поперечной силы.

Расчётные внутренние усилия, действующие:

– в сечении, расположенном в середине пролёта: $M_{\text{изг.}} = 128,97 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $Q_{\text{попер.}} = 0 \text{ кН}$;

– в приопорном сечении: $M_{\text{изг.}} = 0 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $Q_{\text{попер.}} = 85,98 \text{ кН}$.

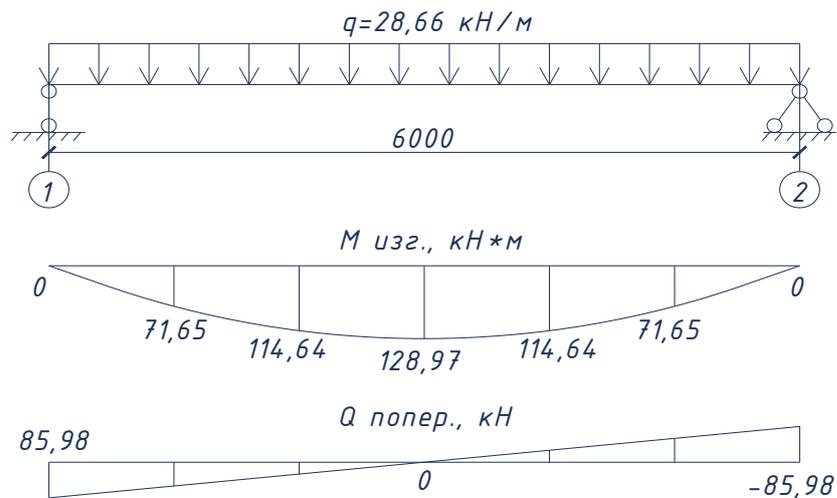


Рисунок П.1.8. Эпюры внутренних усилий, действующих в однопролётной балке.

Форма сечения вспомогательного элемента в середине пролёта балки представлена на рисунке П.1.9, состоит из двух прямоугольников высотой h_1 , соединённых вертикальными стенками толщиной t_1 . В анализируемом сечении форма отверстия в композитном элементе определена действием нормальных напряжений. Высота верхней и нижней секции композитного элемента составляет $h_1 = 50$ мм, толщина стенок $t_1 = 10$ мм. Геометрические параметры анализируемого сечения композитного элемента: $I_{\text{комп.}} = 0,000108 \text{ м}^4$; $W_{\text{комп.}} = 0,000862 \text{ м}^3$.

Для построения эпюры распределения нормальных и касательных напряжений по высоте сечения стальной и композитной частей балки, разработана электронная таблица, выполненная в EXCEL [138], в которой реализован алгоритм расчёта комбинированной балки методом разнородной упругости. По результатам аналитического расчёта определены максимальные значения нормальных напряжений, действующих в сечении: $\sigma_{\text{стали}} = \pm 173,93 \text{ МПа}$; $\sigma_{\text{комп.}} = \pm 21,08 \text{ МПа}$.

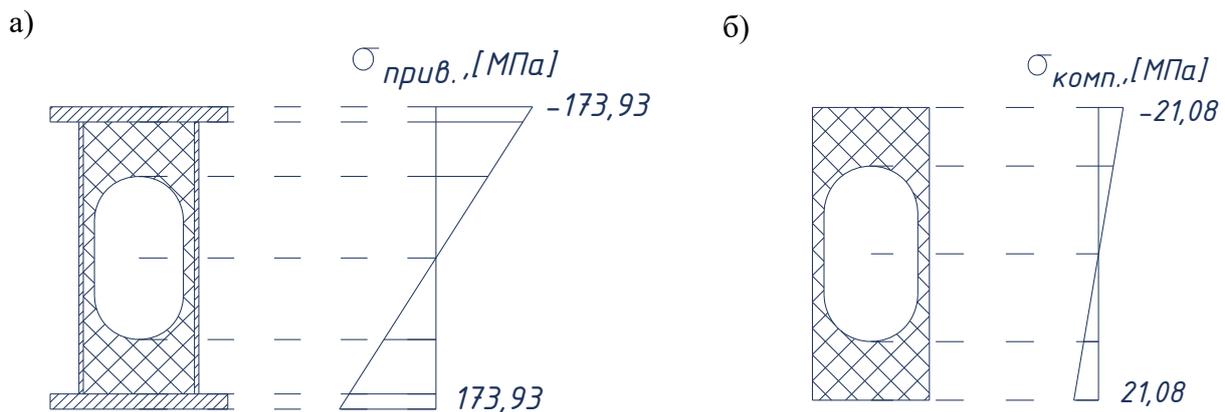
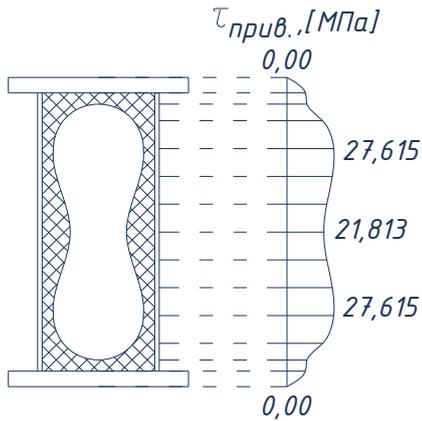


Рисунок П.1.9. Распределение нормальных напряжений в сечении, расположенном в середине пролёта балки: а) в стальном контуре; б) в композитном элементе.

Форма сечения вспомогательного элемента в сечении балки, расположенном на расстоянии 300 мм от одной из опор, представлена на рисунке П.1.10. Определяющими форму отверстия в композитном элементе являются касательные напряжения. Геометрические параметры анализируемого сечения композитного элемента: $I_{\text{комп.}} = 0,0000636 \text{ м}^4$; $W_{\text{комп.}} = 0,00052 \text{ м}^3$. По результатам аналитического расчёта определены максимальные значения напряжений, действующих в сечении: $\tau_{\text{стали}} = 27,615 \text{ МПа}$; $\tau_{\text{комп.}} = 3,72 \text{ МПа}$.

а)



б)

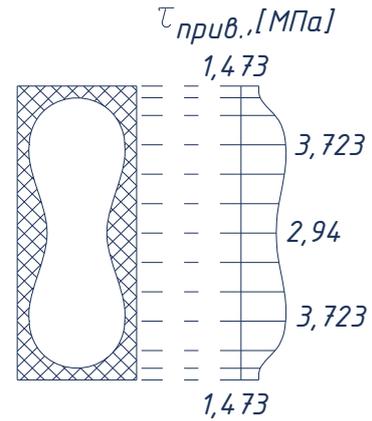


Рисунок П.1.10. Распределение касательных напряжений в сечении, расположенном в 300 мм от опоры балки: а) в стальном контуре; б) в композитном элементе.

Для уточнения результатов аналитического расчёта построена расчётная модель комбинированной балки в программном вычислительном комплексе Ansys, выполнен её статический расчёт. Результаты программного расчёта представлены на рисунках П.1.11 ÷ П.1.13.

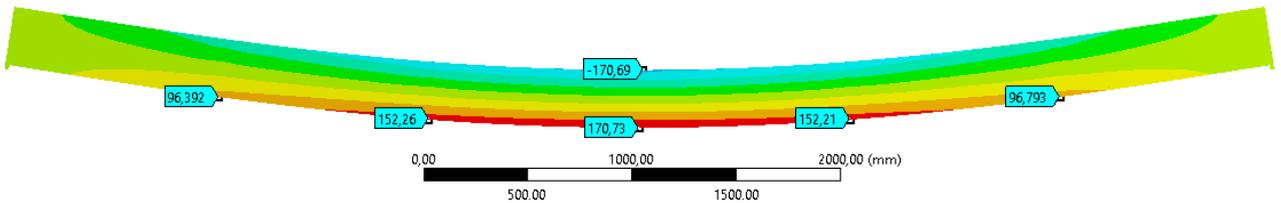


Рисунок П.1.11. Распределение нормальных напряжений по длине балки, [МПа]

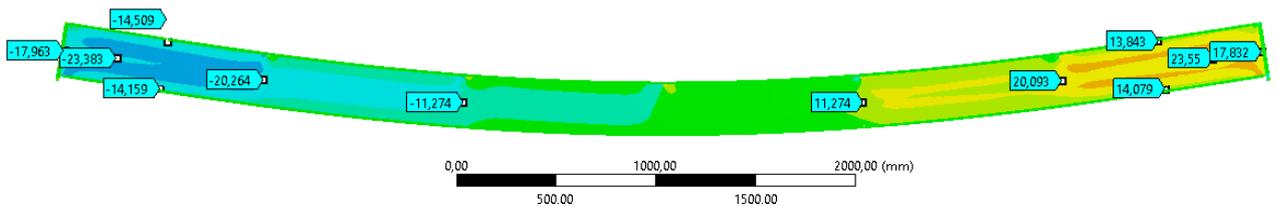


Рисунок П.1.12. Распределение касательных напряжений по длине балки, [МПа]

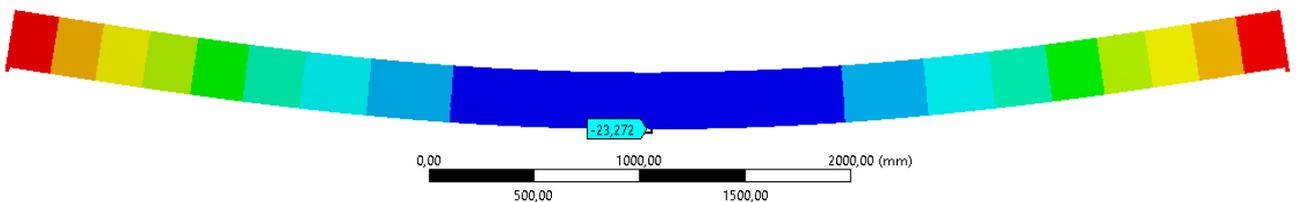


Рисунок П.1.13. Вертикальная деформация балки, [мм].

Максимальное значение нормального напряжения в стальном контуре составляет $\pm 170,83$ МПа, касательного напряжения 23,383 МПа, вертикальная де-

формация балки -23,272 мм. В таблице П.1.3 выполнено сравнение результатов обоих методов расчётов напряжённо-деформированного состояния комбинированной балки.

Таблица П.1.3. Сравнение результатов аналитического расчёта и программного расчёта в ANSYS

№	Расчётный показатель	Результаты вычислений		
		Аналитический расчёт	Расчёт в Ansys	Различие
1	Максимальное значение нормального напряжения в стальном контуре комбинированной балки	±173,93	±170,83	1,81 %
2	Максимальное значение нормального напряжения в композитном элементе комбинированной балки	±21,08	±20,98	0,47 %
3	Максимальное значение касательного напряжения в композитном элементе комбинированной балки	3,723	3,14	18,5 %
4	Значение касательного напряжения в композитном элементе комбинированной балки в уровне её центральной оси	2,94	2,66	10,5 %

В приопорном сечении стенки балки зафиксированы незначительные отличия значений касательных напряжений. Это связано с тем, что аналитический расчёт выполняется без учёта возможной концентрации напряжений в опорной зоне стенки балки в отличие от расчётов, выполненных в программном вычислительном комплексе. Отклонение значений нормальных напряжений в сечении, расположенном в середине пролёта балки, находится в диапазоне от 0,47% до 1,81%.

При проектировании комбинированной балки следует применять аналитический метод расчёта для определения предварительных параметров конструкции, с последующим построением расчётной модели и расчёта в программном комплексе, использующем метод конечных элементов, для уточнения её напряжённо-деформированного состояния.

4. Сравнение эффективности применения нового конструктивного решения комбинированной балки с альтернативными вариантами

Выполнено сравнение эффективности разработанного технического решения с альтернативными вариантами исполнения конструкции. Проанализированы следующие технические решения:

1) Стальная балка коробчатого сечения, выполненная без усиления композитным элементом, сечение конструкции представлено на рисунке П.1.6.

2) Комбинированная балка, состоящая из стального контура коробчатого сечения, представленного на рисунке П.1.6 усиленного сплошным композитным элементом.

3) Комбинированная балка, состоящая из стального контура коробчатого сечения, представленного на рисунке П.1.6, усиленного композитным элементом, имеющим сквозное отверстие круглой формы. Сечение композитного элемента представлено на рисунке П.1.14 (а).

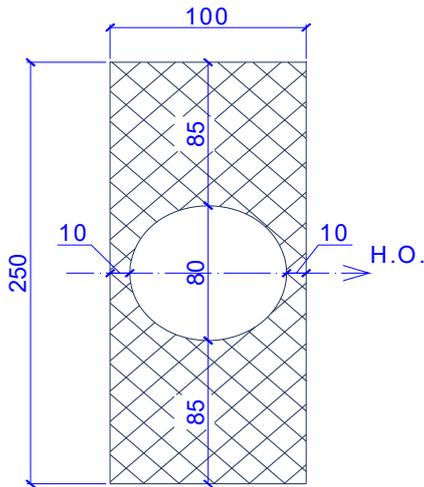
4) Комбинированная балка, состоящая из стального контура коробчатого сечения, представленного на рисунке П.1.6, усиленного композитным элементом, имеющим сквозное отверстие овальной формы. Сечение композитного элемента представлено на рисунке П.1.14 (б).

5) Разработанное техническое решение комбинированной балки, состоящей из стального контура коробчатого сечения, представленного на рисунке П.1.6, усиленного композитным элементом, имеющим сквозное отверстие переменной формы по его длине конструкции. Контрольные сечения композитного элемента представлены на рисунке П.1.7.

Сравнение несущей способности сечений выполнено в таблице П.1.4. Приняты следующие критерии сравнения технических решений:

- расход композитного материала;
- повышение несущей способности конструкции;
- снижение значений напряжений, действующих в стальном контуре;
- рост параметра жёсткости сечения.

а)



б)

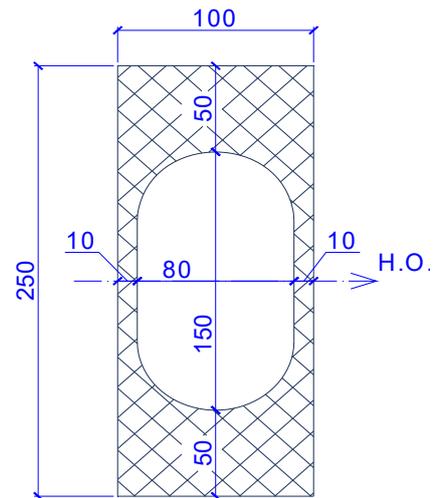


Рисунок П.1.14. Параметры анализируемых форм сквозных отверстий в поперечном сечении композитного элемента: а) круглой формы; б) овальной формы.

Таблица П.1.4. Результаты статических расчётов.

Анализируемая характеристика	Номер расчётного случая				
	№1	№2	№3	№4	№5
Расход композита, [кг]	-	283,5	226,5	162,99	146,34
Величина наибольшего нормального напряжения, действующего в стальном поясе балки, [МПа]	202,5	167,26	168,22	170,77	170,83
Снижение нормальных напряжений, по отношению к базовому расчётному случаю №1	-	17,40 %	16,93%	15,67%	15,64%
Величина наибольшего касательного напряжения, действующего в стальной стенке балки, [МПа]	36,282	16,278	29,071	29,589	23,383
Снижение касательных напряжений, по отношению к базовому расчётному случаю №1	-	55,13%	19,87%	18,45%	35,55%
Допустимая предельная нагрузка, [кН/м]	28,66	34,70	34,50	33,98	33,97
Прогиб балки, [мм]	27,479	22,479	22,63	23,112	23,272
Снижение прогиба по отношению к базовому расчётному случаю №1	-	18,19%	17,65%	15,89%	15,31%
Максимальные нормальные напряжения в композите, [МПа]	-	20,57	20,66	20,81	20,98
Максимальные касательные напряжения в композите, [МПа]	-	1,856	3,30	3,368	3,11

Применение композитных элементов обеспечивает рост несущей способности комбинированной балки от 21,07% до 18,5% в сравнении с базовым вариантом стальной балки коробчатого сечения. Наибольший рост несущей способности и изгибной жёсткости конструкции обеспечивается в случае усиления сплошным

КОМПОЗИТНЫМ ЭЛЕМЕНТОМ.

Наиболее оптимальным решением по критерию расхода композитного материала является разработанное техническое решение комбинированной балки, выполненной со сквозным отверстием особой формы. В данном случае расход композитного материала оказался наименьшим среди всех рассмотренных, ниже в 2 раза, чем в случае усиления сплошным композитным элементом. Дополнительный положительный эффект от применения разработанного технического решения комбинированной балки заключается в снижении касательных напряжений, действующих на приопорных участках стенки балки, в сравнении с аналогами.

На рисунке П.1.15 представлен график функции, отображающий изменение отношения предельной допустимой нагрузки, которую может воспринять комбинированная балка, к расходу композитного материала в ней. Из графика следует, что наиболее эффективно используется композитный материал в случае применения разработанного технического решения комбинированной балки.

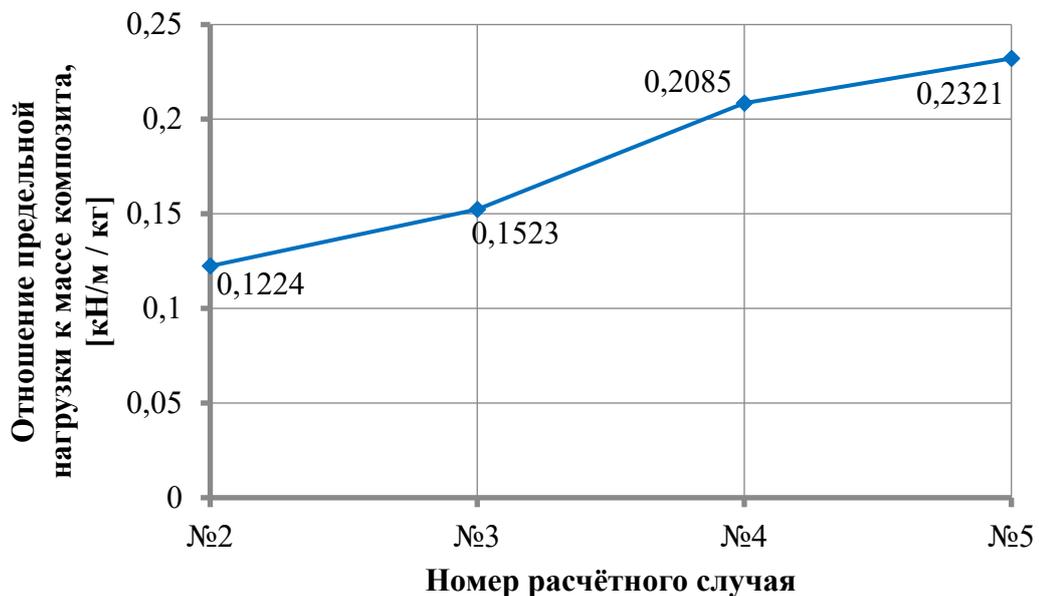


Рисунок П.1.15. График функции изменения отношения предельной расчетной нагрузки, которую может воспринять усиленная композитным элементом комбинированная балка, к расходу композитного материала.

5. Выводы

1) Использование метода расчёта приведённых напряжений, действующих в стальной стенке балки, позволило определить рациональные параметры применения композитного усиливающего материала, по критерию его расхода. На основе полученных данных разработано конструктивное решение комбинированной балки, стальная часть которой выполнена из 2-х стенок и поясов, образующих замкнутый контур коробчатого сечения, с внутренним заполнением объёмным композитным материалом. Особенностью изобретения является наличие сквозного отверстия, имеющего форму, зависящую от распределения приведённых напряжений, действующих в стальной стенке балки.

2) Разработанная конечно-элементная модель комбинированной балки, позволила изучить с применением программного комплекса Ansys напряжённо-деформированное состояние конструкции в зависимости от различных параметров формы сквозного отверстия, выполненного в композитном элементе.

3) Из результатов анализа напряжённо-деформированного состояния комбинированной балки, следует, что применение композитного объёмного элемента, выполненного без сквозного отверстия, приводит к снижению значений нормальных и касательных напряжений, действующих в стальной части балки, до 15%.

4) Наличие сквозного отверстия разработанной формы в уровне нейтральной оси сечения композитного элемента приводит к значительному снижению расхода композитного материала – до 48%, при сравнительно незначительном увеличении действующих нормальных напряжений в стальных поясах балки – до 2,1%, что обуславливает целесообразность выполнения сквозного отверстия в композитном элементе.

ПРИЛОЖЕНИЕ 2



Рисунок П.2.1. Патент RU 2745288 С1 [5].

РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ



ПАТЕНТ

НА ИЗОБРЕТЕНИЕ

№ 2771153

БАЛКА КОМПОЗИЦИОННОЙ СТРУКТУРЫ

Патентообладатель: *Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования "Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I" (RU)*

Авторы: *Егоров Владимир Викторович (RU), Фёдоров Александр Михайлович (RU), Абу-Хасан Махмуд (RU)*

Заявка № 2021131635

Приоритет изобретения 27 октября 2021 г.

Дата государственной регистрации
в Государственном реестре изобретений
Российской Федерации 27 апреля 2022 г.

Срок действия исключительного права
на изобретение истекает 27 октября 2041 г.

Руководитель Федеральной службы
по интеллектуальной собственности

Ю.С. Зубов





ООО «Новый Профиль»
196006 г. Санкт-Петербург, ул. Цветочная д.16, стр.1, офис 223
ИНН/КПП 7811737729/781001001

Контакты: 8-800-101-16-09
info@pultra.ru
pultra.ru

В диссертационный совет 24.2.380.01
на базе Санкт-Петербургского
государственного архитектурно-
строительного университета.
190005, Россия, Санкт-Петербург,
2-я Красноармейская ул., д.4.

12.07.2022г.

АКТ

О внедрении результатов диссертационной работы.

Результаты экспериментальных исследований по применению стеклопластиковых уголков Pultra из композитного материала в качестве вертикальных рёбер жёсткости, усиливающих стенку стальной балки с целью повышения её устойчивости, выполненные Фёдоровым А.М. в рамках диссертационного исследования «Усиление находящихся под нагрузкой стальных однопролётных балок с применением композитных материалов», внесены в каталог технических решений ООО «Новый профиль», во все необходимые ТУ для изготовления продукции и изделий из стеклопластика.

**Генеральный директор
ООО «Новый профиль»**



А. В. Жданкин

**ФЕДЕРАЛЬНОЕ АГЕНТСТВО
ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ТРАНСПОРТА**

Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего
образования

**«Петербургский государственный
университет путей сообщения
Императора Александра I»
(ФГБОУ ВО ПГУПС)**

Московский пр., д.9, Санкт-Петербург, 190031

Телефон: (812) 457-86-28, факс: (812) 315-26-21

E-mail: dou@pgups.ru

<http://www.pgups.ru>

01.09.2022 № 005.02.2.50/1

УТВЕРЖДАЮ

Декан факультета

«Промышленное и

гражданское строительство»

д.т.н., проф. М.С. Абу-Хасан



01.09.2022 г.

АКТ

использования в учебном процессе результатов кандидатской диссертации
Фёдорова Александра Михайловича, на тему

**«УСИЛЕНИЕ НАХОДЯЩИХСЯ ПОД НАГРУЗКОЙ СТАЛЬНЫХ
ОДНОПРОЛЁТНЫХ БАЛОК С ПРИМЕНЕНИЕМ КОМПОЗИТНЫХ
МАТЕРИАЛОВ»**

Материалы кандидатской диссертации аспиранта группы ПГА-801
кафедры «Строительные конструкции, здания и сооружения» Фёдорова
Александра Михайловича используются в лекционном курсе по дисциплине
«Конструкции из дерева и пластмасс» при подготовке бакалавров по
направлению 08.03.01 «Строительство», профилю «Промышленное и
гражданское строительство».

И.О. зав. кафедрой «Строительные
конструкции, здания и сооружения»,
д.т.н., профессор.

П.А. Пегин

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

3.1. Проверка несущей способности сечения однопролётной балки 1-го класса, перекрывающей пролёт 18 м

Несущая способность сечения балки на восприятие изгибающего момента:

$$\sigma_x = \frac{M_x}{W_{n,\min}} = \frac{2835 \text{ кН*м} * 0,675 \text{ м}}{0,006942 \text{ м}^4} = 275,66 \text{ МПа} < R_y * \gamma_c = 279 \text{ МПа} - \text{проверка}$$

ка выполняется.

Несущая способность сечения балки на восприятие поперечной силы:

$$\tau_x = \frac{Q * S}{I_x * t_w} = \frac{630 \text{ кН} * 0,005803 \text{ м}^3}{0,006942 \text{ м}^4 * 0,008 \text{ м}} = 65,82 \text{ МПа} < R_s * \gamma_c = 154,11 \text{ МПа} - \text{про}$$

верка выполняется.

Проверка стенки балки в месте действия сосредоточенной нагрузки:

$$\sigma_{\text{loc}} = \frac{F}{l_{\text{ef}} * t_w} = \frac{70 \text{ кН}}{0,212 \text{ м} * 0,008 \text{ м}} = 41,273 \text{ МПа} < R_y * \gamma_c = 279 \text{ МПа} - \text{проверка}$$

выполняется.

Проверка несущей способности стенки балки по приведённым напряжениям:

$$\sigma_{\text{прив.}}^{\max} = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x * \sigma_{\text{loc}} + \sigma_{\text{loc}}^2 + 3 * \tau_{xy}^2} = 250,32 < 1,15 * R_y * \gamma_c =$$

320 МПа

Предельное значение изгибающего момента, который может воспринимать сечение балки, составляет 2869 кН*м, предельное значение поперечной силы – 1475 кН.

Проверка общей устойчивости балки при изгибе в плоскости стенки:

$$\frac{M_x}{\varphi_b * W_{\text{cx}} * R_y * \gamma_c} = \frac{2835 \text{ кН*м}}{45,091 * 0,0103 \text{ м}^3 * 310 \text{ МПа} * 0,9} = 0,0219 < 1 - \text{условие выполняется.}$$

ся.

Проверка общей устойчивости сжатого пояса балки:

$$\lambda_f = 0,35775 < 0,53023 = \lambda_{\text{uf}} - \text{условие выполняется.}$$

$$\lambda_f = \frac{b_{\text{ef}}}{t_f} * \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}} = \frac{166 \text{ мм}}{18 \text{ мм}} * \sqrt{\frac{310 \text{ МПа}}{2,06 * 10^5 \text{ МПа}}} = 0,35775 .$$

$$\lambda_{\text{uf}} = 0,5 * \sqrt{\frac{R_{yf}}{\sigma_c}} = 0,5 * \sqrt{\frac{310 \text{ МПа}}{275,66 \text{ МПа}}} = 0,53023.$$

3.2. Результаты расчёта критической нагрузки, при которой происходит потеря устойчивости стенки стальной балки, усиленной композитными пластинами разной формы.

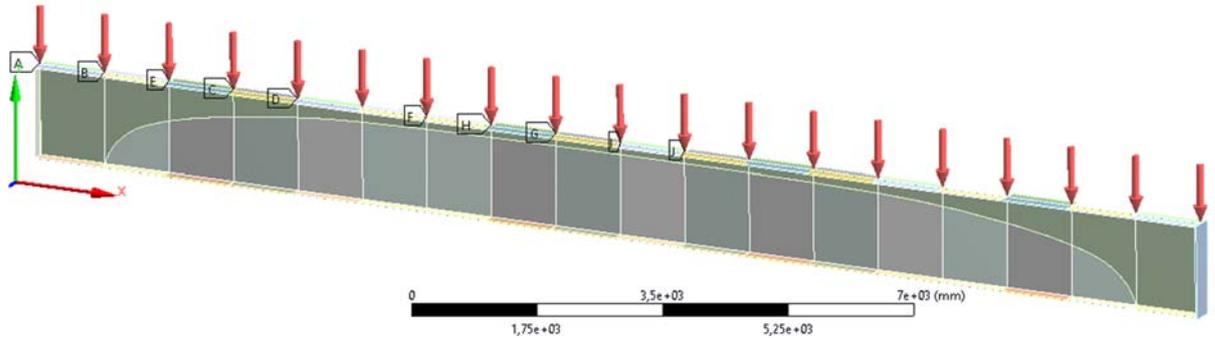


Рисунок П.3.1 (а). Расчётная модель балки №2, выполненная с усилением стенки композитными пластинами формы №2 толщиной 2,0 мм.

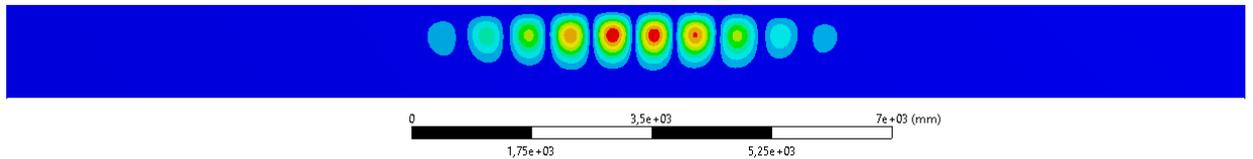


Рисунок П.3.1 (б). Результат линейного расчёта модели балки №2. Первая форма потери устойчивости при действии нагрузки $F_{\text{крит.}} = 88,942 \text{ кН/м}$.

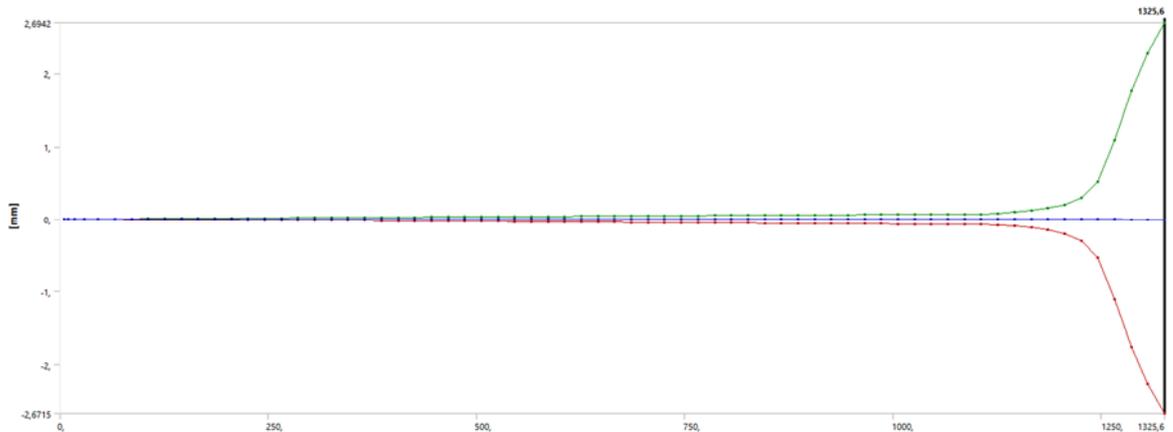


Рисунок П.3.1 (в). Результат нелинейного расчёта модели балки №2. Потеря устойчивости происходит при действии критической нагрузки $F_{\text{крит.нелин.}} = 75,088 \text{ кН/м}$.

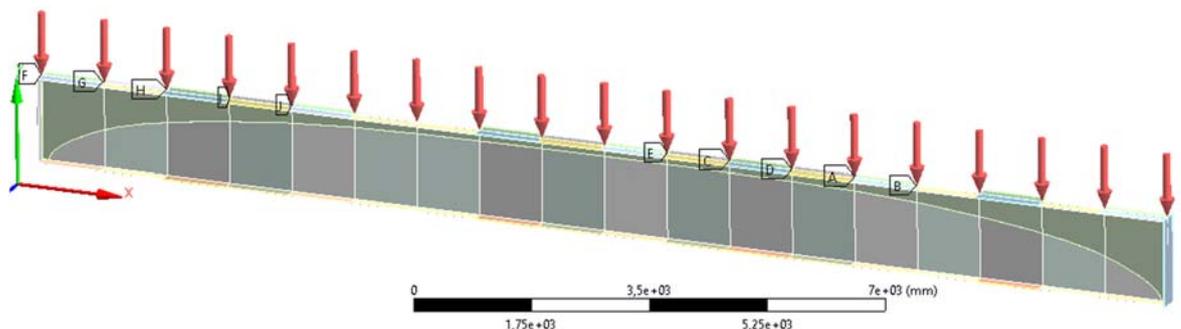


Рисунок П.3.2 (а). Расчётная модель балки №3, выполненная с усилением стенки композитными пластинами формы №3 толщиной 2,0 мм.

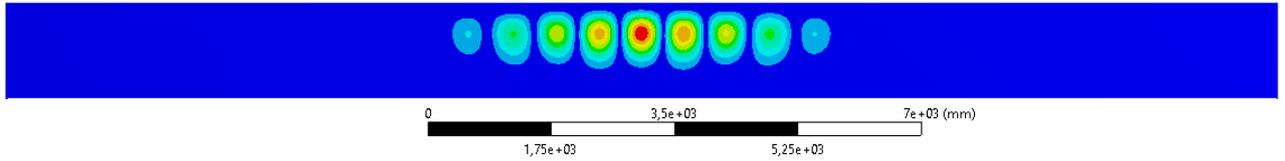


Рисунок П.3.2 (б). Результат линейного расчёта модели балки №3. Первая форма потери устойчивости при действии нагрузки $F_{\text{крит.}} = 89,027$ кН/м.

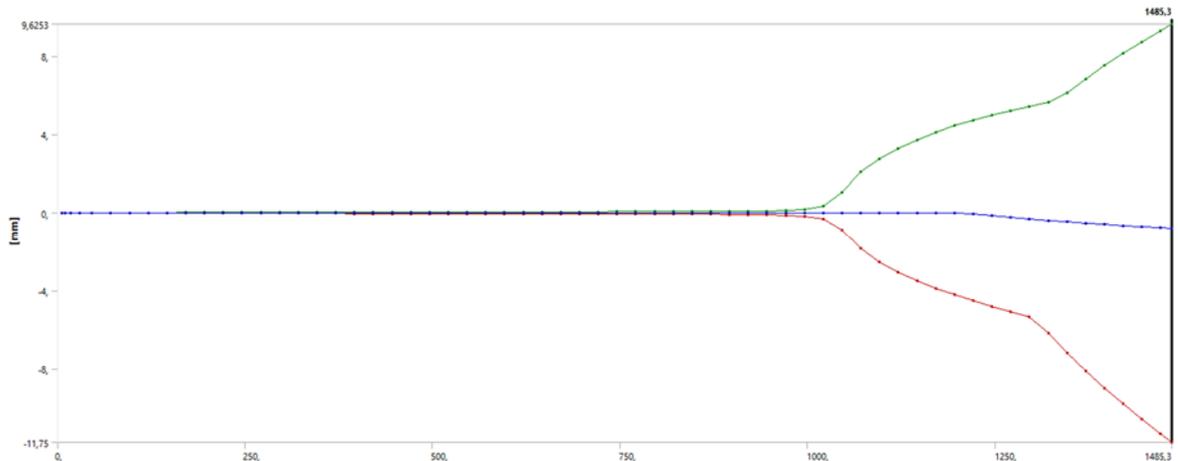


Рисунок П.3.2 (в). Результат нелинейного расчёта модели балки №3. Потеря устойчивости происходит при действии критической нагрузки $F_{\text{крит.нелин.}} = 74,867$ кН/м.

3.3. Результаты расчёта критической нагрузки, при которой происходит потеря устойчивости стальной балки, усиленной плоскостными элементами разной толщины из двух типов композитных материалов.

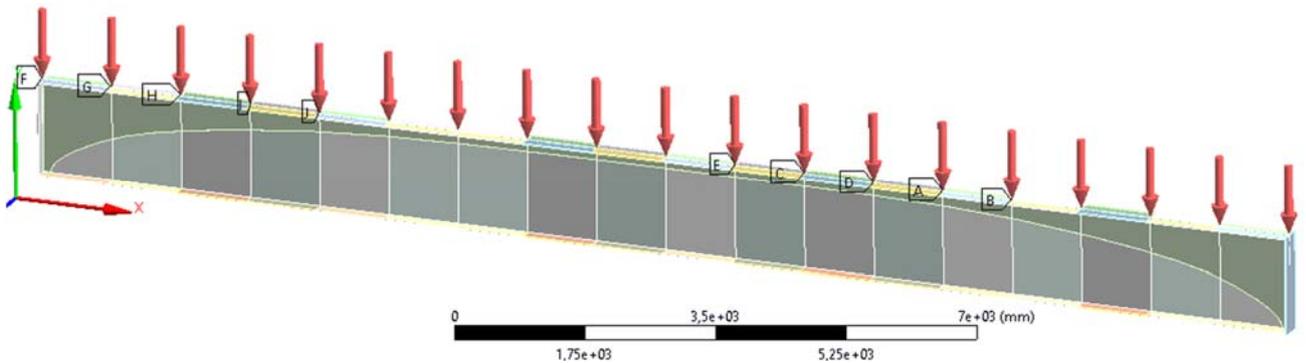


Рисунок П.3.3 (а). Расчётная модель балки №4 с усилением стенки композитными пластинами, выполненными из углепластика ВКУ-35, имеющими форму №3 толщиной 0,5 мм.

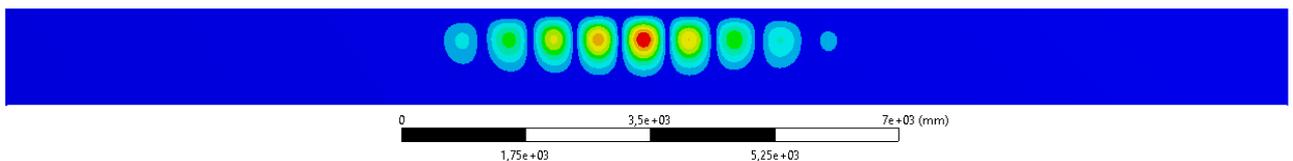


Рисунок П.3.3 (б). Результат линейного расчёта модели балки №4. Первая форма потери устойчивости при действии нагрузки $F_{\text{крит.}} = 79,037$ кН/м.

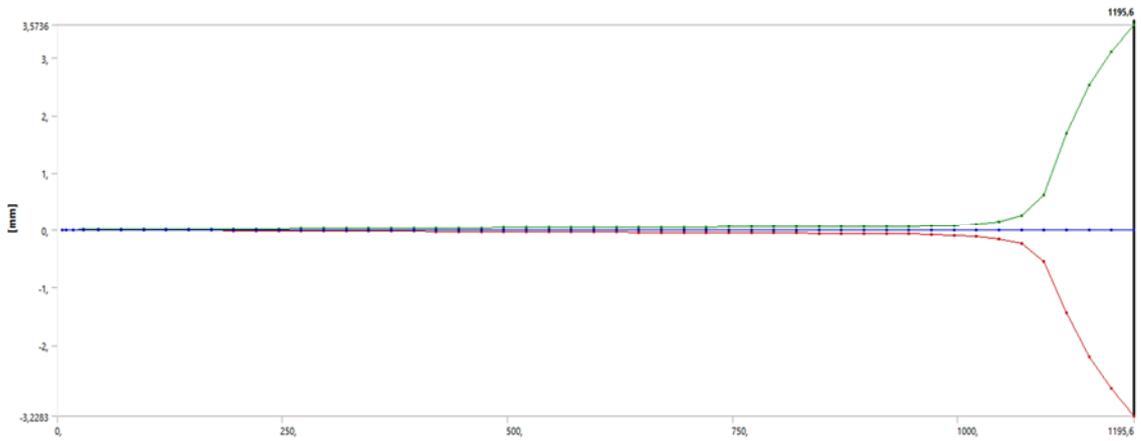


Рисунок П.3.3 (в). Результат нелинейного расчёта модели балки №4. Потеря устойчивости происходит при действии критической нагрузки $F_{\text{крит.нелин.}} = 66,918 \text{ кН/м}$.

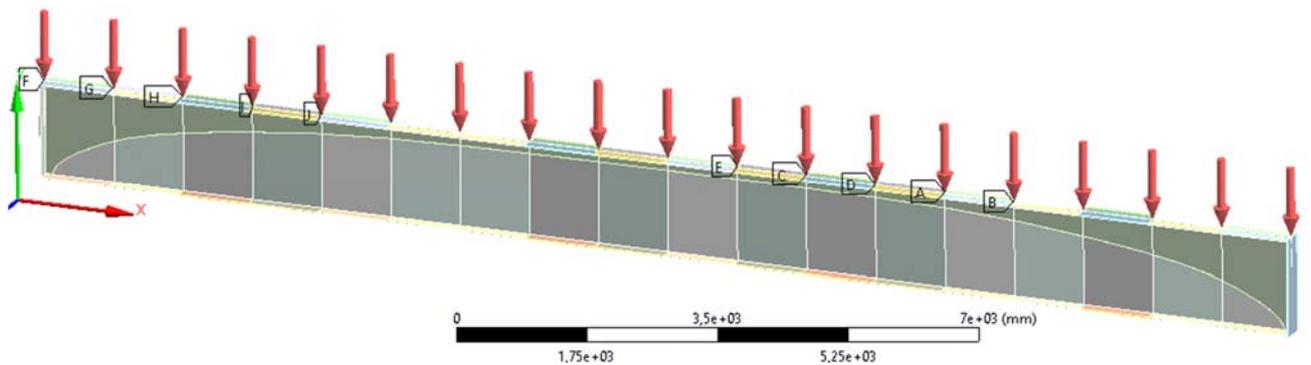


Рисунок П.3.4 (а). Расчётная модель балки №7 с усилением стенки композитными пластинами, выполненными из углепластика ВКУ-35, имеющими форму №3 толщиной 3,0 мм.

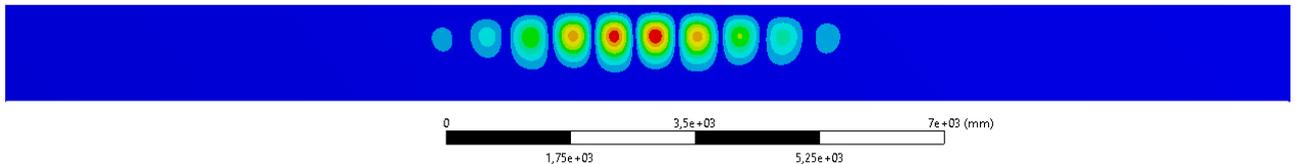


Рисунок П.3.4 (б). Результат линейного расчёта модели балки №7. Первая форма потери устойчивости при действии нагрузки $F_{\text{крит.}} = 97,104 \text{ кН/м}$.

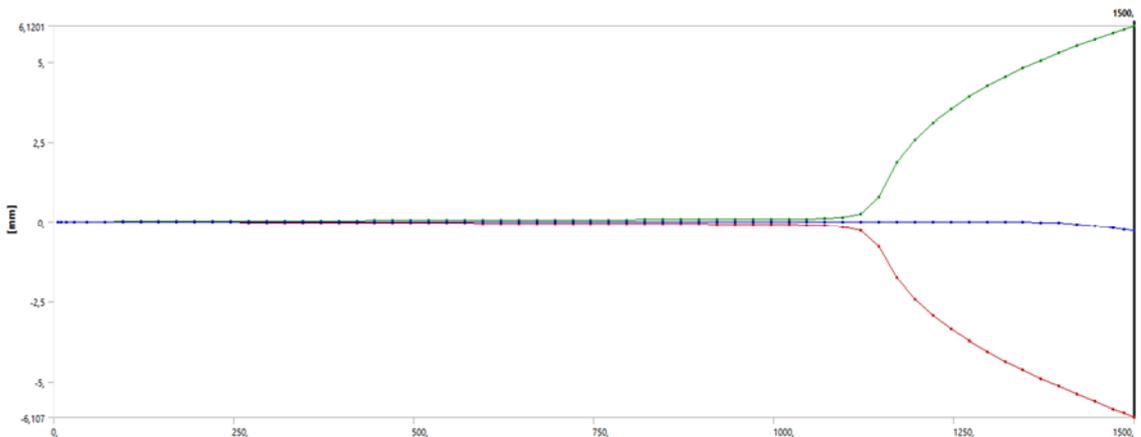


Рисунок П.3.4 (в). Результат нелинейного расчёта модели балки №7. Потеря устойчивости происходит при действии критической нагрузки $F_{\text{крит.нелин.}} = 81,128 \text{ кН/м}$.

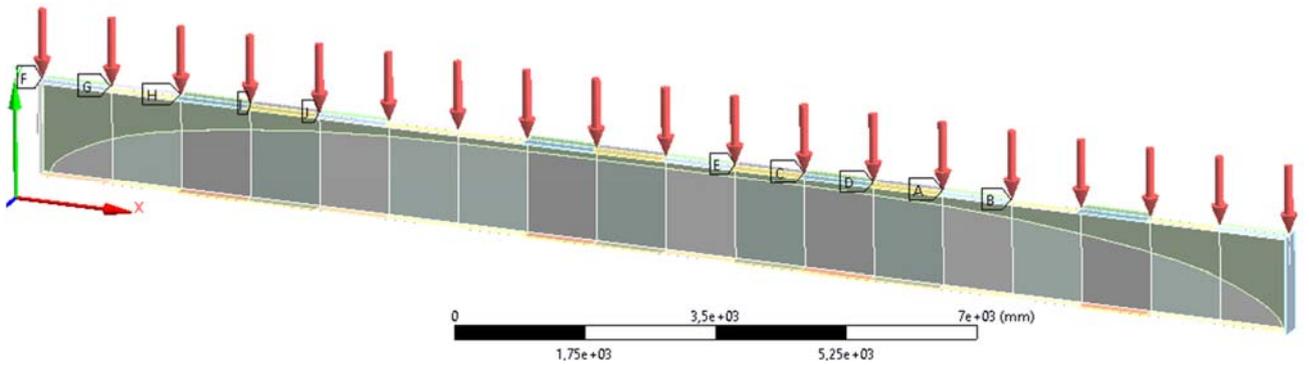


Рисунок П.3.5 (а). Расчётная модель балки №8 с усилением стенки композитными пластинами, выполненными из стеклопластика ВПС-48, имеющими форму №3 толщиной 0,5 мм.

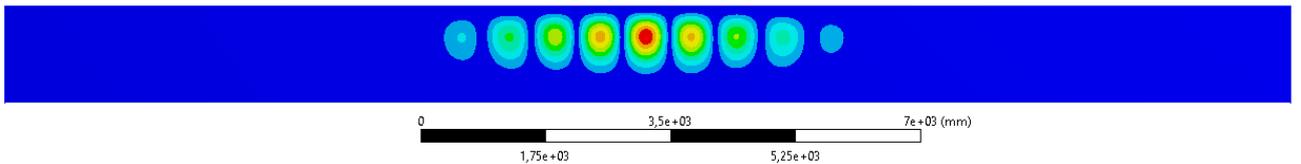


Рисунок П.3.5 (б). Результат линейного расчёта модели балки №8. Первая форма потери устойчивости при действии нагрузки $F_{\text{крит.}} = 75,22$ кН/м.

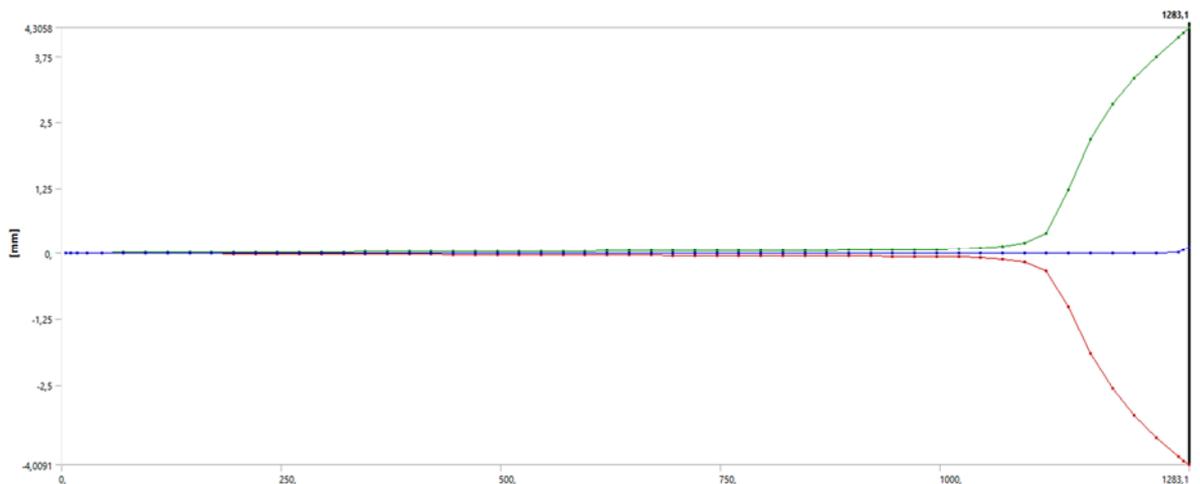


Рисунок П.3.5 (в). Результат нелинейного расчёта модели балки №8. Потеря устойчивости происходит при действии критической нагрузки $F_{\text{крит.нелин.}} = 64,236$ кН/м.

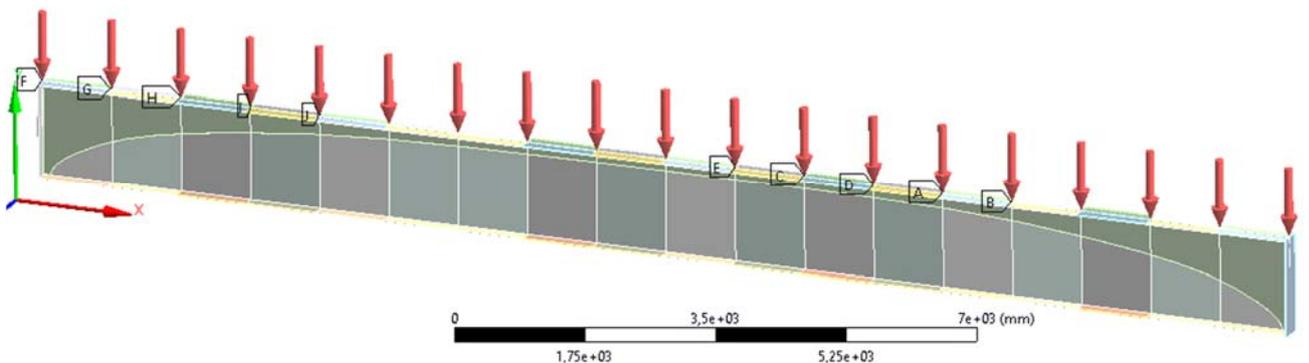


Рисунок П.3.6 (а). Расчётная модель балки №11 с усилением стенки композитными пластинами, выполненными из стеклопластика ВПС-48, имеющими форму №3 толщиной 3,0 мм.

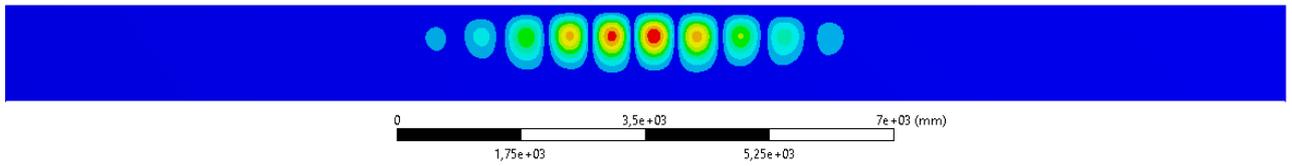


Рисунок П.3.6 (б). Результат линейного расчёта модели балки №11. Первая форма потери устойчивости при действии нагрузки $F_{\text{крит.}} = 84,786 \text{ кН/м}$.

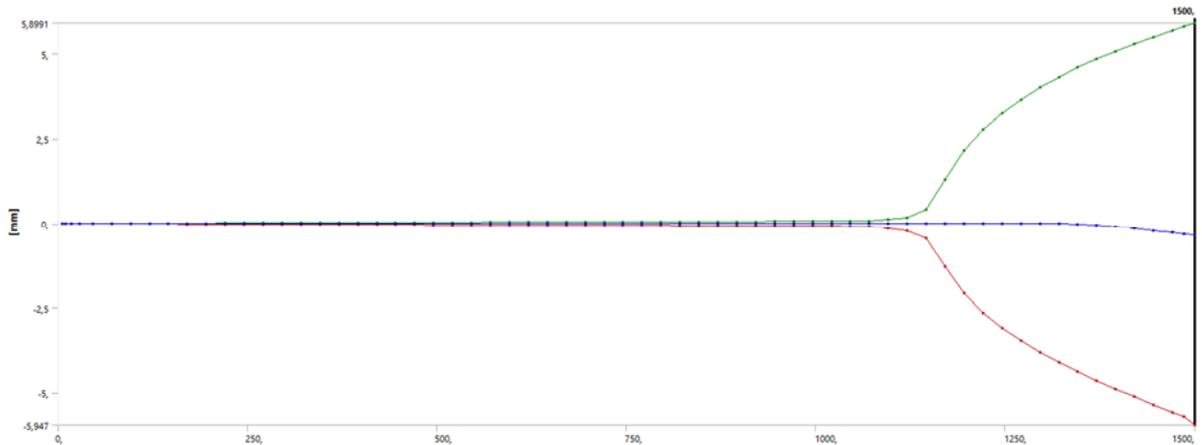


Рисунок П.3.6 (в). Результат нелинейного расчёта модели балки №11. Потеря устойчивости происходит при действии критической нагрузки $F_{\text{крит.нелин.}} = 73,04 \text{ кН/м}$.

3.4. Результаты расчёта критической нагрузки, при которой происходит потеря устойчивости стальной балки, усиленной плоскостными композитными элементами с разной минимальной высотой H_{min} .

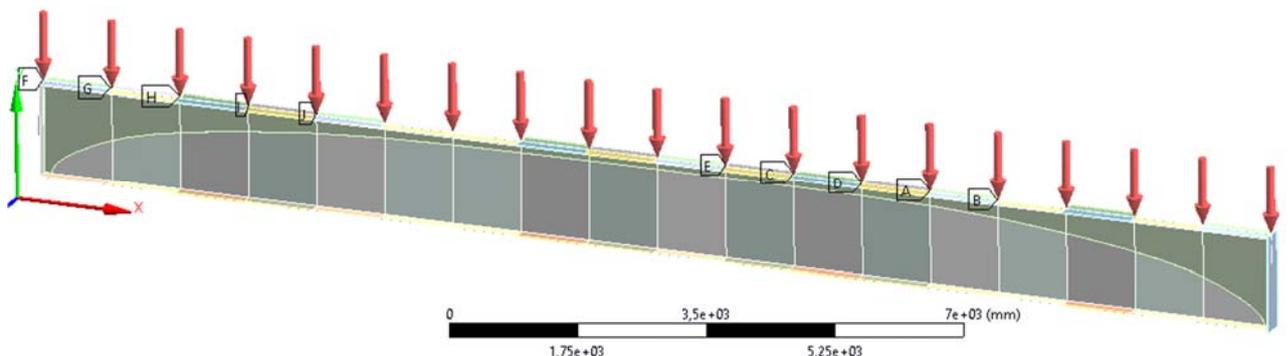


Рисунок П.3.7 (а). Расчётная модель балки №12 с усилением стенки композитными пластинами, выполненными из углепластика ВКУ-35, имеющими форму №3 толщиной 2,0 мм. Минимальная высота композитной пластины – 142 мм.

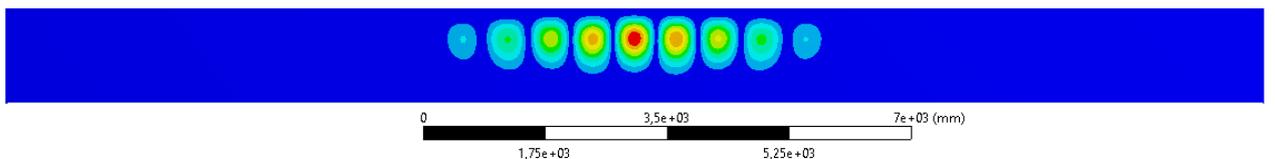


Рисунок П.3.7 (б). Результат линейного расчёта модели балки №12. Первая форма потери устойчивости при действии нагрузки $F_{\text{крит.}} = 89,027 \text{ кН/м}$.

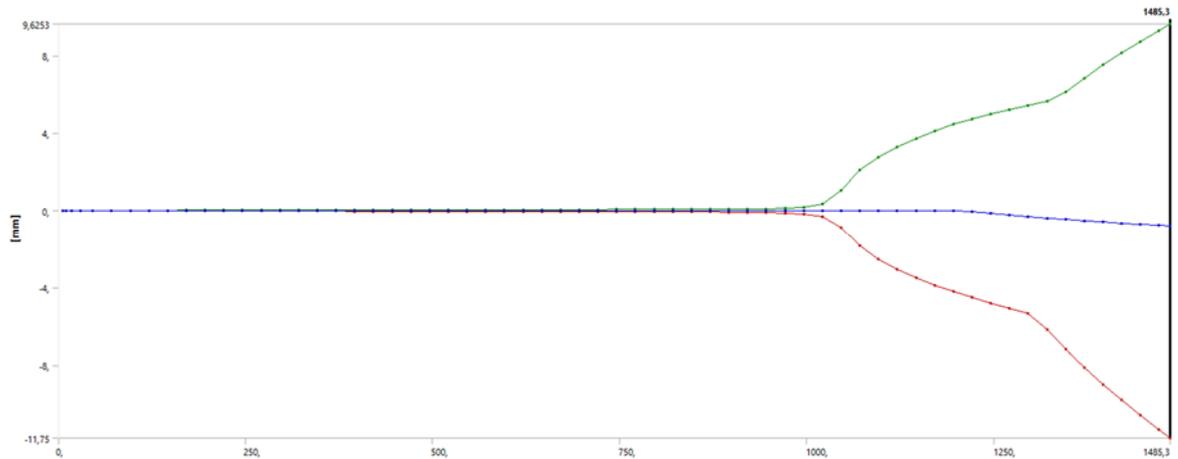


Рисунок П.3.7 (в). Результат нелинейного расчёта модели балки №12. Потеря устойчивости происходит при действии критической нагрузки $F_{\text{крит.нелин.}} = 74,867$ кН/м.

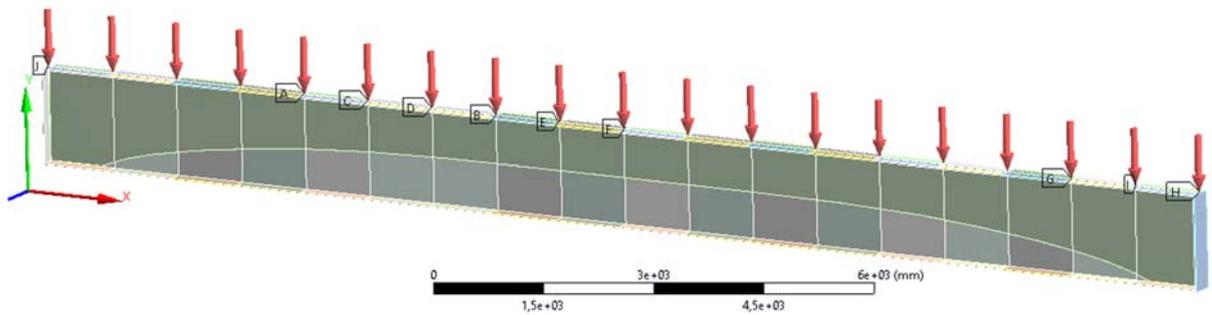


Рисунок П.3.8 (а). Расчётная модель балки №15 с усилением стенки композитными пластинами, выполненными из углепластика ВКУ-35, имеющими форму №3 толщиной 2,0 мм. Минимальная высота композитной пластины – 652 мм.

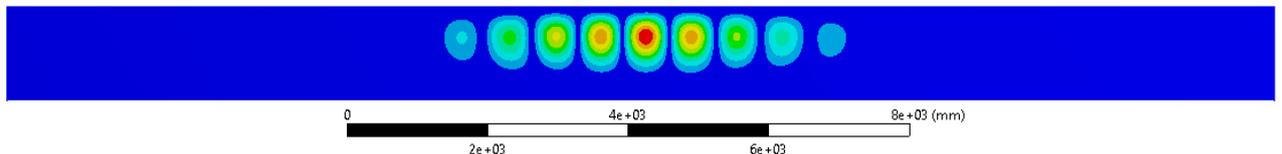


Рисунок П.3.8 (б). Результат линейного расчёта модели балки №15. Первая форма потери устойчивости при действии нагрузки $F_{\text{крит.}} = 109,72$ кН/м.

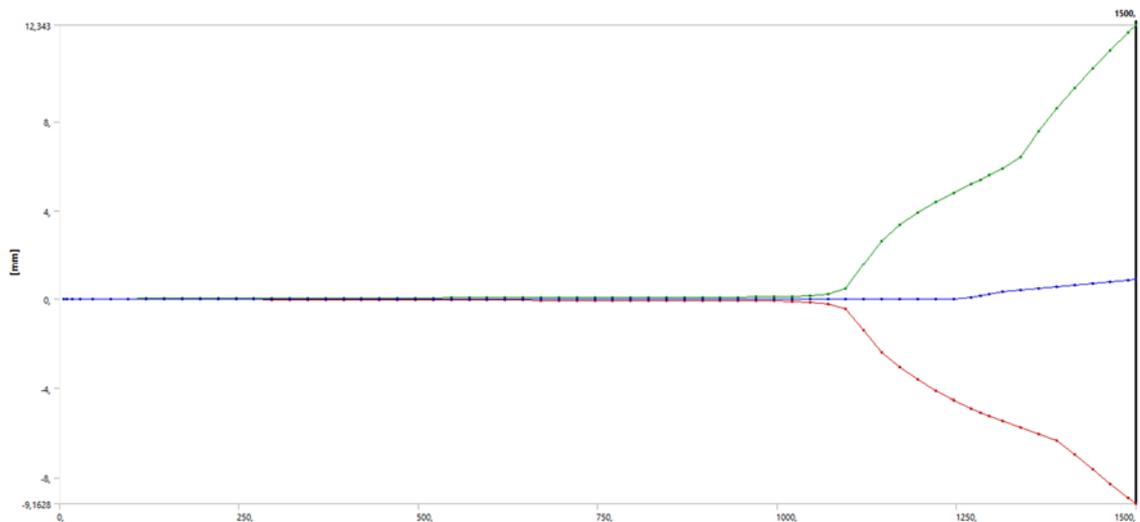


Рисунок П.3.8 (в). Результат нелинейного расчёта модели балки №15. Потеря устойчивости происходит при действии критической нагрузки $F_{\text{крит.нелин.}} = 92,012$ кН/м.

ПРИЛОЖЕНИЕ 4

4.1. Результаты испытания стальной балки, выполненной без усиления

Таблица П.4.1. Результаты измерений

№	Нагрузка, [кгс]	Прогиб, [мм]	Напряжения		Измерения выгиба стенки		
			в сжатом поясе, [МПа]	в растянутом поясе, [МПа]	над левой опорой, [мм]	над правой опорой, [мм]	в середине пролёта, [мм]
1	0	0,000	0,000	0,000	0,000	-1,300	0,300
2	24	0,000	-0,454	0,188	0,000	-1,225	0,050
3	46,8	0,010	-0,845	0,413	0,000	-1,180	0,010
4	70,8	0,020	-1,265	0,639	0,000	-1,145	0,000
5	94,8	0,043	-1,711	0,828	0,000	-1,135	0,060
6	118,8	0,055	-2,150	1,005	0,000	-1,140	0,180
7	150	0,080	-2,711	1,243	0,000	-1,280	0,300
8	180	0,100	-3,315	1,499	0,000	-1,490	0,430
9	210	0,125	-3,931	1,731	0,000	-1,750	0,580
10	240	0,155	-4,577	1,938	0,000	-2,067	0,700
11	270	0,190	-5,200	2,164	0,000	-2,410	0,825
12	300	0,235	-5,620	2,299	-0,015	-2,860	0,930
13	330	0,282	-6,395	2,475	-0,015	-3,320	1,050
14	360	0,340	-7,127	2,640	-0,060	-3,870	1,172
15	390	0,415	-7,932	2,774	-0,375	-4,490	1,290
16	420	0,525	-8,932	2,878	-1,065	-5,220	1,485
17	445,2	0,630	-9,817	2,939	-1,610	-5,950	1,680
18	475,8	0,765	-10,824	2,927	-2,135	-6,870	2,015

Рисунок П.4.1. Деформация стальной стенки балки при значении нагрузки $F = 475,8$ кгс.

4.2. Результаты испытания стальной балки, усиленной в процессе испытания поперечными рёбрами из стеклопластиковых уголков

Таблица П.4.2. Результаты измерений

№	Нагрузка, [кгс]	Прогиб, [мм]	Напряжения		Измерения выгиба стенки		
			в сжатом поясе, [МПа]	в растянутом поясе, [МПа]	над левой опорой, [мм]	над правой опорой, [мм]	в середине пролёта, [мм]
1	0	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,709	0,300
2	28,2	0,005	-0,539	0,285	0,000	-0,589	0,050
3	60	0,020	-1,131	0,578	0,000	-0,559	0,053
4	88,8	0,040	-1,704	0,810	-0,005	-0,534	0,205
5	120	0,060	-2,278	1,090	-0,005	-0,549	0,325
6	150	0,075	-2,857	1,347	-0,005	-0,709	0,435
7	180	0,105	-3,467	1,615	-0,005	-0,939	0,545
8	210	0,130	-4,053	1,859	-0,005	-1,209	0,685
9	240	0,168	-4,657	2,085	-0,005	-1,509	0,805
10	270	0,200	-5,285	2,286	-0,005	-1,839	0,915
11	285	0,215	-5,797	2,255	-0,100	0,000	1,145
12	319,8	0,215	-6,487	2,481	-0,255	0,000	1,265
13	351	0,215	-7,231	2,695	-0,460	0,000	1,395
14	378	0,215	-7,835	2,878	-0,755	0,000	1,545
15	390	0,215	-6,560	4,025	-1,240	0,000	0,000
16	420	0,230	-7,005	4,281	-1,720	0,000	-0,045
17	451,8	0,260	-7,426	4,604	-2,260	0,000	-0,075
18	486	0,270	-7,749	5,513	0,000	0,000	-0,160
19	517,8	0,275	-8,103	5,342	-0,060	0,000	-0,215
20	570	0,280	-8,817	5,916	-0,110	0,000	-0,260
21	630	0,325	-9,671	6,575	-0,150	0,000	-0,350
22	684	0,345	-10,634	7,368	-0,160	0,000	-0,387
23	744	0,385	-11,659	8,186	-0,170	-0,010	-0,435
24	804	0,405	-12,659	8,820	-0,170	-0,020	-0,485
25	870	0,425	-13,709	9,948	-0,220	-0,040	-0,535
26	924	0,455	-14,538	10,717	-0,260	-0,050	-0,570
27	985,8	0,475	-15,471	11,540	-0,270	-0,070	-0,725
28	1044	0,510	-16,430	12,486	-0,280	-0,090	-0,850
29	1110	0,535	-17,536	13,548	-0,280	-0,115	-0,980
30	1170	0,565	-18,442	14,213	-0,280	-0,130	-1,135
31	1230	0,585	-19,412	15,080	-0,290	-0,160	-1,335
32	1284	0,595	-20,424	16,031	-0,360	-0,190	-1,475
33	1290	0,795	-20,509	16,916	-1,160	-0,710	-1,305
34	1350	0,805	-21,559	17,734	-1,160	-0,705	-1,570
35	1410	0,825	-22,821	18,588	-1,170	-0,690	-1,865
36	1470	0,875	-24,113	19,381	-1,180	-0,650	-2,230
37	1530	0,885	-25,590	20,198	-1,370	-0,580	-2,585
38	1590	0,885	-26,994	20,967	-1,470	-0,495	-2,785
39	1650	0,905	-28,183	21,845	-1,550	-0,430	-2,965
40	1707	0,910	-29,391	22,657	-1,720	-0,400	-3,110
41	1761	0,915	-30,763	23,419	-2,090	-0,370	-3,270

№	Нагрузка, [кгс]	Прогиб, [мм]	Напряжения		Измерения выгиба стенки		
			в сжатом поясе, [МПа]	в растянутом поясе, [МПа]	над левой опорой, [мм]	над правой опорой, [мм]	в середине пролёта, [мм]
42	1824	0,955	-32,574	24,402	-2,520	-0,360	-3,425
43	1878	0,985	-34,276	25,200	-3,980	-0,280	-3,615
44	1944	1,005	-36,862	26,299	-4,860	-0,250	-3,915
45	1992	1,020	-39,857	26,964	-5,040	-0,270	-4,185
46	1860	1,045	-51,665	23,578	-5,090	-0,180	-5,455

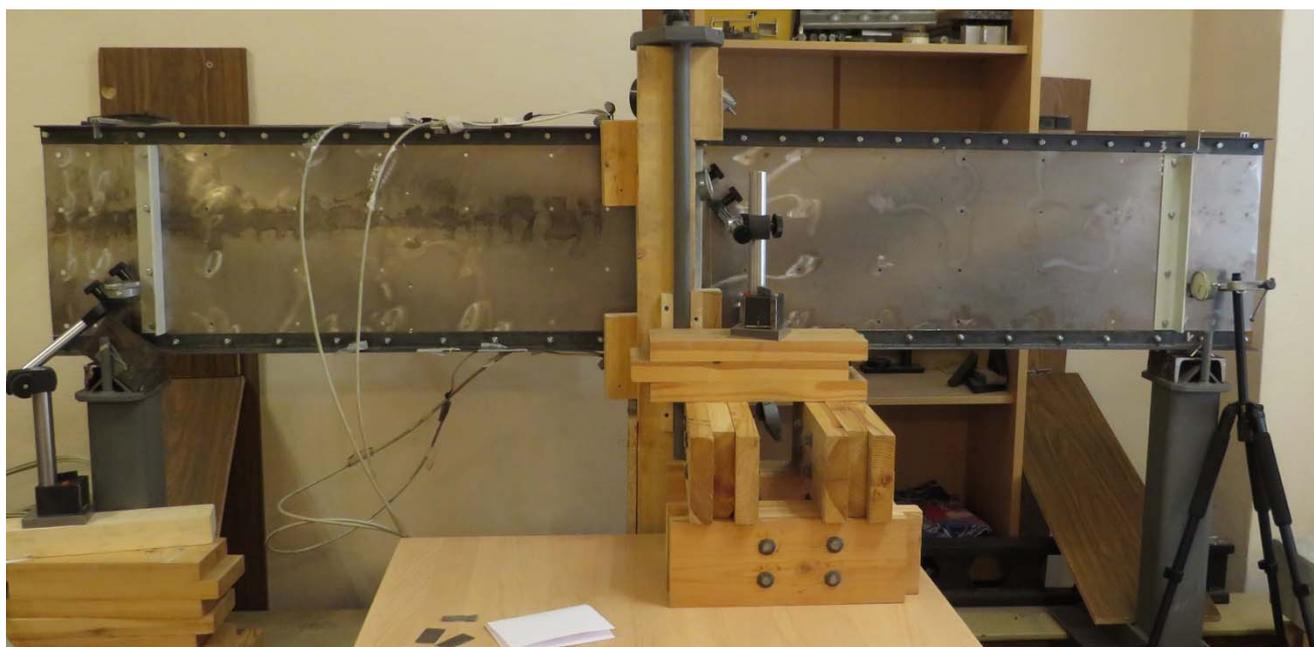


Рисунок П.4.2. Деформация стальной стенки балки, усиленной вертикальными рёбрами из композитных уголков, при значении нагрузки $F = 1992$ кгс.

**4.3. Результаты испытания комбинированной балки, стальная стенка
которой усилена плоскостными композитными элементами**

Таблица П.4.3. Результаты измерений

№	Нагру-зка, [кгс]	Прогиб, [мм]	Напряжения		Измерения выгиба стенки		
			в сжатом поясе, [МПа]	в растяну-том поясе, [МПа]	над левой опорой, [мм]	над правой опорой, [мм]	в середине пролёта, [мм]
1	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2	60	0,000	-1,113	0,500	0,000	0,000	0,110
3	120	0,000	-2,278	1,024	0,000	0,020	0,220
4	180	0,000	-3,370	1,525	0,000	-0,060	0,320
5	240	0,000	-4,540	2,140	0,000	-0,100	0,430
6	294	0,000	-5,578	2,646	0,000	-0,140	0,540
7	360	0,000	-6,883	3,281	0,010	-0,190	0,680
8	420	0,020	-7,920	3,732	0,010	-0,240	0,820
9	474	0,050	-9,000	4,214	0,015	-0,290	0,940
10	540	0,080	-10,201	4,794	0,040	-0,360	1,040
11	594	0,100	-11,189	5,288	0,040	-0,420	1,090
12	660	0,150	-12,434	5,880	0,040	-0,510	1,190
13	720	0,190	-13,635	6,453	0,040	-0,610	1,280
14	780	0,230	-14,678	6,984	0,040	-0,710	1,360
15	840	0,280	-15,825	7,551	0,040	-0,840	1,470
16	894	0,300	-16,849	8,039	0,040	-0,970	1,590
17	960	0,330	-18,015	8,637	0,040	-1,130	1,720
18	1020	0,360	-19,137	9,174	0,040	-1,320	1,890
19	1080	0,410	-20,283	9,680	0,040	-1,550	2,070
20	1140	0,450	-21,455	10,211	0,040	-1,800	2,270
21	1200	0,490	-22,693	10,705	0,040	-2,130	2,520
22	1260	0,540	-24,029	11,211	0,040	-2,520	2,800
23	1320	0,590	-25,322	11,687	0,040	-2,960	3,080
24	1380	0,650	-26,859	12,163	0,040	-3,570	3,480
25	1440	0,730	-28,536	12,572	0,040	-4,270	4,000
26	1500	0,820	-30,275	12,792	0,060	-5,280	4,630
27	1554	0,920	-31,977	12,822	0,090	-6,330	5,390
28	1614	1,090	-33,831	13,042	-0,010	-7,680	6,050
29	1668	1,380	-35,655	13,475	-0,330	-9,140	6,420
30	1740	1,800	-37,869	13,981	-2,330	-11,120	6,720
31	1788	2,350	-39,967	14,628	-4,840	-13,190	6,730



Рисунок П.4.3. Деформация стальной стенки балки при значении нагружения $F = 1788$ кгс .



Рисунок П.4.4. Деформация стальной стенки балки над левой опорой при значении нагружения $F = 1788$ кгс.



Рисунок П.4.5. Деформация стальной стенки балки над правой опорой при значении нагружения $F = 1788$ кгс.

4.4. Технические характеристики стеклопластиковых уголков, применённых для проведения эксперимента



196006, г. Санкт-Петербург, вн. тер. г. Муниципальный округ Московская застава,
ул. Цветочная, д. 16, стр. 1, пом. 223
+7(981)832-60-28 novprofile@mail.ru

г. Санкт-Петербург

Паспорт №16-02-22

Наименование: Комплект композитного профиля в СОСТАВЕ:
Уголок композитный Pultra 40x40x4

Длина, мм	Количество, шт.
6000	1

ТУ № 22.21-001-19771421-2017

Технические характеристики.

Свойства	Метод испытания	Единицы измерения	Результаты испытаний
Механические свойства			
Предел прочности при растяжении (вдоль)	ГОСТ 11262-80	МПа	больше 320
Предел прочности при растяжении (поперёк)	ГОСТ 11262-80	МПа	22,0 – 28,0
Предел прочности при сжатии (вдоль)	ГОСТ 4651-82	МПа	130,0 – 170,0
Предел прочности при сжатии (поперёк)	ГОСТ 4651-82	МПа	200,0 – 280,0
Предел прочности при изгибе (вдоль)	ГОСТ 4648-71	МПа	больше 245
Предел прочности при изгибе (поперёк)	ГОСТ 4648-71	МПа	90,0 – 120,0
Модуль упругости при растяжении (вдоль волокон)	ГОСТ 17302-71	МПа	10250
Модуль упругости при сжатии (вдоль волокон)	ГОСТ 9550-91	МПа	5600
Модуль упругости при изгибе (вдоль волокон)	ГОСТ 9550-91	МПа	20000
Физические свойства			
Водопоглощение	ГОСТ 4650-80	%Max	0.6
Плотность	ГОСТ 15139-69	КГ/М ³	1750-1930
Коэффициент линейного расширения (вдоль)	ГОСТ 15173-70	10 ⁻⁶ /К	8-14

Изготовитель гарантирует сохранение показателей основных параметров профиля в течение 12 месяцев с момента изготовления при отсутствии каких-либо механических повреждений. Изготовитель не гарантирует сохранение цвета готовых изделий при нахождении стеклопластикового профиля под прямым воздействием ультрафиолета более трех месяцев.

Заключение: качество продукции соответствует требованиям

Начальник производства ООО «Новый Профиль»

Крылов А. В. /

09.02.2022



Pultra.ru

Рисунок П.4.6. Паспорт физико-механических свойств стеклопластиковых уголков, изготовленных ООО «Новый Профиль».

4.5. Паспорт соответствия свойств композитных пластин СТЭФ, применённых для проведения эксперимента

Паспорт качества № 1765 от 1 октября 2021

Изготовитель: Общество с ограниченной ответственностью "РОСИЗОЛИТ", 196006, Санкт-Петербург г, Рощинская ул, дом № 36, корпус лит.А, помещение 1-Н офис 314 318

Поставщик: Общество с ограниченной ответственностью "РОСИЗОЛИТ", 196006, Санкт-Петербург г, Рощинская ул, дом № 36, корпус лит.А, помещение 1-Н офис 314 318

Заказчик (Покупатель): ООО "НПО "Новые технологии"

№	Наименование изделий	№ Техн. документа, чертежа	Кол-во	Марка материала	ТУ, ГОСТ
1	Форма 4(с отверстиями)		2	СТЭФ	ГОСТ 12652-74
2	Пластина СТЭФ 100 x 100 x 1,5 мм		1	СТЭФ	ГОСТ 12652-74
3	Пластина СТЭФ 100 x 100 x 2,0 мм		1	СТЭФ	ГОСТ 12652-74

Результат проверки по технической документации

Внешний вид и размеры изделий СООТВЕТСТВУЮТ/НЕСООТВЕТСТВУЮТ требованиям (ГОСТ, ТУ,чертежей, техническому заданию)

Соответствуют требованиям допусков по чертежам

Физико-механические показатели материала СООТВЕТСТВУЮТ/НЕСООТВЕТСТВУЮТ требованиям (ГОСТ, ТУ,чертежей, техническому заданию, паспортам качества)

Соответствуют требованиям

Заключение ОТК: Изделия СООТВЕТСТВУЮТ/НЕСООТВЕТСТВУЮТ требованиям (ГОСТ, ТУ,чертежей, техническому заданию)

Соответствуют требованиям допусков по чертежам

Начальник цеха

Юсинников С.В.

Контролер ОТК

Юсинников С.В.



Рисунок П.4.7. Паспорт соответствия свойств стеклотекстолита СТЭФ требованиям ГОСТ 12652-74.

ПРИЛОЖЕНИЕ 5

5.1. Проверка устойчивости стальной стенки балки, усиленной продольными и поперечными стальными рёбрами

Для проверки устойчивости принята стальная балка, перекрывающая пролёт 18 м, геометрические параметры сечения балки приняты согласно данным, представленным в главе 3, дополнительно представленным в таблице П.5.1.

Проектируемая конструкция является балкой 1-го класса, рассчитывается в пределах развития упругих деформаций.

Таблица П.5.1. Параметры сечения

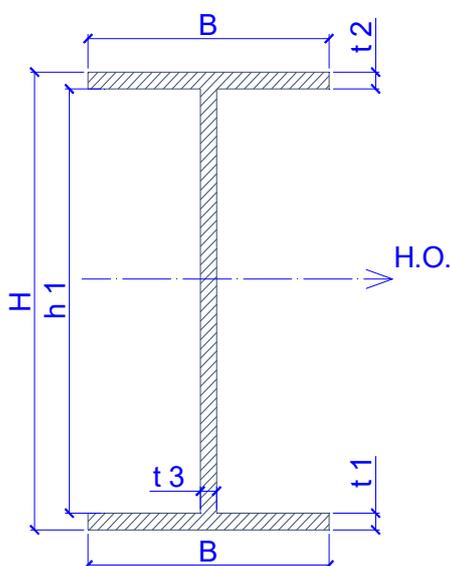


Рисунок П.5.1. Расчётное сечение балки

Расчётные параметры
Н сеч. = 1,350 м
В сеч. = 0,340 м
$t_1 = 0,018$ м
$t_2 = 0,018$ м
$t_3 = 0,008$ м
$h_1 = 1,314$ м
$A_{сеч.} = 0,022752$ м ²
$I_{сеч.} = 0,006942$ м ⁴
$h_{н.о.} = 0,675$ м
$E_{стали} = 206000$ МПа
$R_y = 310$ МПа (С345)
$R_s = 171,24$ МПа (С345)
$\gamma_c = 0,9$

Условная гибкость стенки балки 1-го класса $\bar{\lambda}_w = 6,371$ превышает значение $\bar{\lambda}_{uw} = 2,5$, устойчивость стенки балки не обеспечена, требуется постановка поперечных рёбер. Поперечные рёбра должны быть смонтированы друг от друга на расстоянии не более $2 * h_{ef} = 2 * 1,314$ м = 2,628 м.

Таким образом, возможны 2 варианта расстановки рёбер по длине балки – с шагом 2 м и с шагом 1 м.

Значения критических напряжений для шага поперечных рёбер 1 м и 2 м

1) Величина критических касательных напряжений (шаг рёбер 1 м):

$$a = 1 \text{ м}; h_{ef} = 1,314 \text{ м.}$$

$$\mu = a/h_{ef} = 1,314/1 = 1,314.$$

$$\lambda_d = (d/t_w) * \sqrt{R_y/E} = (1/0,008) * \sqrt{310 \text{ МПа}/(2,06 * 10^5 \text{ МПа})} = 4,849.$$

$$\tau_{cr} = 10,3 * (1 + 0,76/\mu^2) * R_s/\lambda_d^2 = 10,3 * (1 + 0,76/1,314^2) * 171,24 \text{ МПа}/4,849^2 = 108,03 \text{ МПа}$$

2) Величина критических касательных напряжений (шаг рёбер 2 м):

$$a = 2 \text{ м}; h_{ef} = 1,314 \text{ м}.$$

$$\mu = a/h_{ef} = 2/1,314 = 1,522.$$

$$\lambda_d = (d/t_w) * \sqrt{R_y/E} = (1,314/0,008) * \sqrt{310 \text{ МПа}/(2,06 * 10^5 \text{ МПа})} = 6,371.$$

$$\tau_{cr} = 10,3 * (1 + 0,76/\mu^2) * R_s/\lambda_d^2 = 10,3 * (1 + 0,76/1,522^2) * 171,24 \text{ МПа}/6,371^2 = 57,71 \text{ МПа}.$$

3) Величина критических локальных и нормальных напряжений для двух сочетаний ($\sigma_{loc} \neq 0 \text{ МПа}$).

Сочетание №1 ($\sigma_{loc.cr} = 331,42 \text{ МПа}$; $\sigma_{cr} = 256,105 \text{ МПа}$).

$$\rho = 1,04 * l_{ef}/h_{ef} = 1,04 * 0,212/1,314 = 0,168.$$

$$a = 2 \text{ м}; h_{ef} = 1,314 \text{ м}; a/h_{ef} = 2/1,314 = 1,52 > 0,8.$$

$$a_1 = 0,67 * h_{ef} = 0,67 * 1,314 = 0,88.$$

$$c_1 = f(\rho = 0,168; a_1/h_{ef} = 0,67) = 26,316.$$

$$c_2 = f(\delta = 2,358; a_1/h_{ef} = 0,67) = 1,649.$$

$$\sigma_{loc.cr} = c_1 * c_2 * R_y/\lambda_w^2 = 26,316 * 1,649 * 310 \text{ МПа}/6,371^2 = 331,42 \text{ МПа}.$$

$$\delta = \beta * (b_f/h_{ef}) * (t_f/t_w)^3 = 0,8 * (0,34/1,314) * (0,018/0,008)^3 = 2,358.$$

$$c_{cr} = f(\delta = 2,358; \text{сварное соединение}) = 33,533.$$

$$\sigma_{cr} = c_{cr} * R_y/\lambda_w^2 = 33,533 * 310 \text{ МПа}/6,371^2 = 256,105 \text{ МПа}.$$

Сочетание №2 ($\sigma_{loc.cr} = 189,828 \text{ МПа}$; $\sigma_{cr} = 445,41 \text{ МПа}$).

$$a = 2 \text{ м}; h_{ef} = 1,314 \text{ м}; a/h_{ef} = 2/1,314 = 1,52 < 2.$$

$$c_1 = f(\rho = 0,168; a/h_{ef} = 1,52) = 13,13.$$

$$c_2 = f(\delta = 2,358; a/h_{ef} = 1,52) = 1,893.$$

$$\sigma_{loc.cr} = c_1 * c_2 * R_y/\lambda_w^2 = 13,13 * 1,893 * 310 \text{ МПа}/6,371^2 = 189,828 \text{ МПа}.$$

$$c_{cr} = f(a/h_{ef} = 1,52) = 58,32.$$

$$\sigma_{cr} = c_{cr} * R_y / \lambda_w^2 = 58,32 * 310 \text{ МПа} / 6,371^2 = 445,41 \text{ МПа}.$$

4) При $\sigma_{loc} = 0 \text{ МПа}$ (шаг рёбер – 1 м), величина критических нормальных напряжений:

$$\delta = \beta * (b_f / h_{ef}) * (t_f / t_w)^3 = 0,8 * (0,34 / 1,314) * (0,018 / 0,008)^3 = 2,358.$$

$$c_{cr} = f(\delta = 2,358; \text{сварное соединение}) = 33,533.$$

$$\sigma_{cr} = c_{cr} * R_y / \lambda_w^2 = 33,533 * 310 \text{ МПа} / 6,371^2 = 256,105 \text{ МПа}.$$

Устойчивость стенки при шаге поперечных рёбер 2 м

Следующий этап расчёта заключается в оценке устойчивости стенки балки в отсеках между поперечными рёбрами, смонтированными с шагом 2 м. Балка симметрична относительно середины пролёта, поэтому в анализ принята только левая половина балки. На опорном участке расстояние между поперечным и опорным торцевым ребром – 1 м. Общая схема расположения поперечных рёбер на левой половине балки представлена на рисунке П.5.2.

1	2	3	4	5					
---	---	---	---	---	--	--	--	--	--

Рисунок П.5.2. Расположение поперечных рёбер, смонтированных с шагом 2 м.

1) Проверка устойчивости стенки в отсеке №5 (от 7,686 м до 9 м).

$$\sigma_x = (262,59 \text{ МПа} + 268,31 \text{ МПа}) * 0,5 = 265,45 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{loc} = 41,05 \text{ МПа};$$

$$\tau = (8,75 \text{ МПа} + 0 \text{ МПа}) * 0,5 = 4,375 \text{ МПа};$$

Сочетание №1 ($\sigma_{cr} = 256,105 \text{ МПа}$; $\sigma_{loc.cr} = 331,42 \text{ МПа}$; $\tau_{cr} = 57,71 \text{ МПа}$).

$$\sqrt{\left(\frac{265,45}{256,105} + \frac{41,05}{331,42}\right)^2 + \left(\frac{4,375}{57,71}\right)^2} / 0,9 = 1,292 > 1.$$

Сочетание №2 ($\sigma_{cr} = 445,41 \text{ МПа}$; $\sigma_{loc.cr} = 189,828 \text{ МПа}$; $\tau_{cr} = 57,71 \text{ МПа}$).

$$\sqrt{\left(\frac{265,45}{445,41} + \frac{41,05}{189,828}\right)^2 + \left(\frac{4,375}{57,71}\right)^2} / 0,9 = 0,906 < 1.$$

Устойчивость стенки в отсеке не обеспечена.

2) Проверка устойчивости стенки в отсеке №4 (от 5,686 м до 7 м).

$$\sigma_x = (231,93 \text{ МПа} + 255,06 \text{ МПа}) * 0,5 = 243,49 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{loc} = 41,05 \text{ МПа};$$

$$\tau = (22,068 \text{ МПа} + 13,318 \text{ МПа}) * 0,5 = 17,693 \text{ МПа};$$

$$\text{Сочетание №1} (\sigma_{cr} = 256,105 \text{ МПа}; \sigma_{loc.cr} = 331,42 \text{ МПа}; \tau_{cr} = 57,71 \text{ МПа}).$$

$$\sqrt{\left(\frac{243,49}{256,105} + \frac{41,05}{331,42}\right)^2 + \left(\frac{17,693}{57,71}\right)^2} / 0,9 = 1,241 > 1.$$

$$\text{Сочетание №2} (\sigma_{cr} = 445,41 \text{ МПа}; \sigma_{loc.cr} = 189,828 \text{ МПа}; \tau_{cr} = 57,71 \text{ МПа}).$$

$$\sqrt{\left(\frac{243,49}{445,41} + \frac{41,05}{189,828}\right)^2 + \left(\frac{17,693}{57,71}\right)^2} / 0,9 = 0,913 < 1.$$

Устойчивость стенки в отсеке не обеспечена.

3) Проверка устойчивости стенки в отсеке №3 (от 3,686 м до 5 м).

$$\sigma_x = (174,77 \text{ МПа} + 215,31 \text{ МПа}) * 0,5 = 195,04 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{loc} = 41,05 \text{ МПа};$$

$$\tau = (35,386 \text{ МПа} + 26,636 \text{ МПа}) * 0,5 = 31,011 \text{ МПа};$$

$$\text{Сочетание №1} (\sigma_{cr} = 256,105 \text{ МПа}; \sigma_{loc.cr} = 331,42 \text{ МПа}; \tau_{cr} = 57,71 \text{ МПа}).$$

$$\sqrt{\left(\frac{195,04}{256,105} + \frac{41,05}{331,42}\right)^2 + \left(\frac{31,011}{57,71}\right)^2} / 0,9 = 1,1508 > 1 - \text{устойчивость стенки в}$$

отсеке не обеспечена.

$$\text{Сочетание №2} (\sigma_{cr} = 445,41 \text{ МПа}; \sigma_{loc.cr} = 189,828 \text{ МПа}; \tau_{cr} = 57,71 \text{ МПа}).$$

$$\sqrt{\left(\frac{195,04}{445,41} + \frac{41,05}{189,828}\right)^2 + \left(\frac{31,011}{57,71}\right)^2} / 0,9 = 0,94 < 1 - \text{устойчивость стенки в от-}$$

секе обеспечена.

Устойчивость стенки в отсеке не обеспечена.

4) Проверка устойчивости стенки в отсеке №2 (от 1,686 м до 3 м).

$$\sigma_x = (91,11 \text{ МПа} + 149,06 \text{ МПа}) * 0,5 = 120,08 \text{ МПа}; \sigma_{loc} = 41,05 \text{ МПа};$$

$$\tau = (48,70 \text{ МПа} + 39,95 \text{ МПа}) * 0,5 = 44,329 \text{ МПа};$$

$$\text{Сочетание №1} (\sigma_{cr} = 256,105 \text{ МПа}; \sigma_{loc.cr} = 331,42 \text{ МПа}; \tau_{cr} = 57,71 \text{ МПа}).$$

$$\sqrt{\left(\frac{120,08}{256,105} + \frac{41,05}{331,42}\right)^2 + \left(\frac{44,329}{57,71}\right)^2} / 0,9 = 1,078 > 1.$$

$$\text{Сочетание №2} (\sigma_{cr} = 445,41 \text{ МПа}; \sigma_{loc.cr} = 189,828 \text{ МПа}; \tau_{cr} = 57,71 \text{ МПа}).$$

$$\sqrt{\left(\frac{120,08}{445,41} + \frac{41,05}{189,828}\right)^2 + \left(\frac{44,329}{57,71}\right)^2} / 0,9 = 1,009 < 1.$$

Устойчивость стенки в отсеке не обеспечена.

Устойчивость стенки при шаге поперечных рёбер 1 м

Так как устойчивость стенки балки не обеспечена при расстановке поперечных рёбер с шагом 2 м, выполняется проверка устойчивости стенки при монтаже рёбер с шагом 1 м. Поперечные рёбра в данном случае монтируются непосредственно в местах приложения сосредоточенных нагрузок, поэтому величина локальных напряжений равна нулю. Общая схема расположения поперечных рёбер на левой половине балки представлена на рисунке П.5.3.

1	2	3	4	5	6	7	8	9										
---	---	---	---	---	---	---	---	---	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Рисунок П.5.3. Расположение поперечных рёбер с шагом 1 м.

- 1) Проверка устойчивости стенки в отсеке №9 (от 8 м до 9 м).

$$\sigma_x = (265,0 \text{ МПа} + 268,31 \text{ МПа}) * 0,5 = 266,65 \text{ МПа};$$

$$\tau = (6,66 \text{ МПа} + 0 \text{ МПа}) * 0,5 = 3,33 \text{ МПа};$$

$$\sqrt{\left(\frac{266,65}{256,105}\right)^2 + \left(\frac{3,33}{108,03}\right)^2} / 0,9 = 1,157 > 1.$$

Устойчивость стенки в отсеке не обеспечена, требуется постановка продольного ребра в верхней части отсека.

- 2) Проверка устойчивости стенки в отсеке №8 (от 7 м до 8 м).

$$\sigma_x = (255,06 \text{ МПа} + 265,0 \text{ МПа}) * 0,5 = 260,03 \text{ МПа};$$

$$\tau = (13,318 \text{ МПа} + 6,66 \text{ МПа}) * 0,5 = 9,99 \text{ МПа};$$

$$\sqrt{\left(\frac{260,03}{256,105}\right)^2 + \left(\frac{9,99}{108,03}\right)^2} / 0,9 = 1,1328 > 1.$$

Устойчивость стенки в отсеке не обеспечена, требуется постановка продольного ребра в верхней части отсека.

- 3) Проверка устойчивости стенки в отсеке №7 (от 6 м до 7 м).

$$\sigma_x = (238,50 \text{ МПа} + 255,06 \text{ МПа}) * 0,5 = 246,78 \text{ МПа};$$

$$\tau = (19,977 \text{ МПа} + 13,318 \text{ МПа}) * 0,5 = 16,647 \text{ МПа};$$

$$\sqrt{\left(\frac{246,78}{256,105}\right)^2 + \left(\frac{16,647}{108,03}\right)^2} / 0,9 = 1,084 > 1.$$

Устойчивость стенки в отсеке не обеспечена, требуется постановка продольного ребра в верхней части отсека.

- 4) Проверка устойчивости стенки в отсеке №6 (от 5 м до 6 м).

$$\sigma_x = (215,31 \text{ МПа} + 238,50 \text{ МПа}) * 0,5 = 226,9 \text{ МПа};$$

$$\tau = (26,636 \text{ МПа} + 19,977 \text{ МПа}) * 0,5 = 23,306 \text{ МПа};$$

$$\sqrt{\left(\frac{226,9}{256,105}\right)^2 + \left(\frac{23,306}{108,03}\right)^2} / 0,9 = 1,013 > 1.$$

Устойчивость стенки в отсеке не обеспечена, требуется постановка продольного ребра в верхней части отсека.

- 5) Проверка устойчивости стенки в отсеке №5 (от 4 м до 5 м).

$$\sigma_x = (185,50 \text{ МПа} + 215,31 \text{ МПа}) * 0,5 = 200,4 \text{ МПа};$$

$$\tau = (33,295 \text{ МПа} + 26,636 \text{ МПа}) * 0,5 = 29,965 \text{ МПа};$$

$$\sqrt{\left(\frac{200,4}{256,105}\right)^2 + \left(\frac{29,965}{108,03}\right)^2} / 0,9 = 0,9224 < 1.$$

Устойчивость стенки в отсеке обеспечена.

- 6) Проверка устойчивости стенки в отсеке №4 (от 3 м до 4 м).

$$\sigma_x = (149,06 \text{ МПа} + 185,50 \text{ МПа}) * 0,5 = 167,28 \text{ МПа};$$

$$\tau = (39,954 \text{ МПа} + 33,295 \text{ МПа}) * 0,5 = 36,624 \text{ МПа};$$

$$\sqrt{\left(\frac{167,28}{256,105}\right)^2 + \left(\frac{36,624}{108,03}\right)^2} / 0,9 = 0,8176 < 1.$$

Устойчивость стенки в отсеке обеспечена.

- 7) Проверка устойчивости стенки в отсеке №3 (от 2 м до 3 м).

$$\sigma_x = (106,0 \text{ МПа} + 149,06 \text{ МПа}) * 0,5 = 127,53 \text{ МПа};$$

$$\tau = (46,613 \text{ МПа} + 39,954 \text{ МПа}) * 0,5 = 43,283 \text{ МПа};$$

$$\sqrt{\left(\frac{127,53}{256,105}\right)^2 + \left(\frac{43,283}{108,03}\right)^2} / 0,9 = 0,710 < 1.$$

Устойчивость стенки в отсеке обеспечена.

- 8) Проверка устойчивости стенки в отсеке №2 (от 1 м до 2 м).

$$\sigma_x = (56,31 \text{ МПа} + 106,0 \text{ МПа}) * 0,5 = 81,155 \text{ МПа};$$

$$\tau = (53,272 \text{ МПа} + 46,613 \text{ МПа}) * 0,5 = 49,943 \text{ МПа};$$

$$\sqrt{\left(\frac{81,155}{256,105}\right)^2 + \left(\frac{49,943}{108,03}\right)^2} / 0,9 = 0,623 < 1.$$

Устойчивость стенки в отсеке обеспечена.

9) Проверка устойчивости стенки в отсеке №1 (от 0 м до 1 м).

$$\sigma_x = (0,00 \text{ МПа} + 56,31 \text{ МПа}) * 0,5 = 28,16 \text{ МПа};$$

$$\tau = (59,931 \text{ МПа} + 53,272 \text{ МПа}) * 0,5 = 56,60 \text{ МПа};$$

$$\sqrt{\left(\frac{28,16}{256,105}\right)^2 + \left(\frac{56,60}{108,03}\right)^2} / 0,9 = 0,595 < 1.$$

Устойчивость стенки в отсеке обеспечена.

По результатам выполненных проверок, определена необходимость укрепления стенки балки поперечными рёбрами, смонтированными с шагом 1 м в местах приложения сосредоточенных нагрузок. На участках № 6÷9 и симметричным им участкам относительно середины пролёта балки требуется монтаж продольных рёбер.

Устойчивость стенки балки, расположенной между сжатым поясом и продольным ребром:

$$\bar{\lambda}_1 = h_1/t_w * \sqrt{R_y/E} = (0,2 * 1,314 / 0,008) * \sqrt{310 \text{ МПа} / (2,06 * 10^5 \text{ МПа})} = 1,274$$

$$\sigma_{cr,1} = \frac{4,76}{1-h_1/h_{ef}} * R_y / \lambda_1^2 = \frac{4,76}{1-\frac{0,2628}{1,314}} * 310 \text{ МПа} / 1,274^2 = 1135,83 \text{ МПа}.$$

$$a = 1 \text{ м}; h_1 = 0,2628 \text{ м}.$$

$$\mu = a/h_1 = 1/0,2628 = 3,805.$$

$$\lambda_d = (d/t_w) * \sqrt{R_y/E} = (0,2628/0,008) * \sqrt{310 \text{ МПа} / (2,06 * 10^5 \text{ МПа})} = 1,274$$

$$\tau_{cr,1} = 10,3 * (1 + 0,76/\mu^2) * R_s / \lambda_d^2 = 10,3 * (1 + 0,76/3,805^2) * 171,24 \text{ МПа} / 1,274^2 = 1143,73 \text{ МПа}$$

$$(\sigma_x/\sigma_{cr,1} + (\tau/\tau_{cr,1})^2) / \gamma_c = (266,65 \text{ МПа} / 1135,83 \text{ МПа} + (3,33 \text{ МПа} / 1143,73 \text{ МПа})^2) / 0,9 = 0,2608 < 1$$

Устойчивость верхней части стенки в наиболее нагруженном отсеке обеспечена.

Устойчивость стенки балки, расположенной между растянутым поясом и продольным ребром:

$$\bar{\lambda}_w = (h_2/t_w) * \sqrt{\frac{R_y}{E}} = (1051,2 \text{ мм}/8 \text{ мм}) * \sqrt{310 \text{ МПа}/(2,06 * 10^5 \text{ МПа})} = 5,097$$

$$\sigma_{cr,2} = \frac{5,43}{0,5-h_1/h_{ef}} * R_y/\lambda_w^2 = \frac{5,43}{0,5-\frac{0,2628}{1,314}} * 310 \text{ МПа}/5,097^2 = 215,98 \text{ МПа.}$$

$$a = 1 \text{ м}; h_2 = 1,051 \text{ м.}$$

$$\mu = h_2/a = 1,051/1,0 = 1,051.$$

$$\lambda_d = (d/t_w) * \sqrt{R_y/E} = (1,0/0,008) * \sqrt{310 \text{ МПа}/(2,06 * 10^5 \text{ МПа})} = 4,849.$$

$$\tau_{cr,2} = 10,3 * (1 + 0,76/\mu^2) * R_s/\lambda_d^2 = 10,3 * (1 + 0,76/1,051^2) * 171,24 \text{ МПа}/4,849^2 = 126,625 \text{ МПа}$$

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_x * (1-2 * h_1/h_{ef})}{\sigma_{cr,2}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr,2}}\right)^2} / \gamma_c =$$

$$= \sqrt{\left(\frac{163,56 \text{ МПа} * (1-2 * 0,2628/1,314)}{215,98 \text{ МПа}}\right)^2 + \left(\frac{3,33 \text{ МПа}}{126,625 \text{ МПа}}\right)^2} / 0,9 = 0,455 < 1$$

Устойчивость нижней части стенки в наиболее нагруженном отсеке обеспечена.

Размеры поперечных рёбер.

Ширина поперечного ребра:

$$b_r = 70 \text{ мм} > 68,8 \text{ мм} = 1314 \text{ мм}/30 + 25 \text{ мм} = h_w/30 + 25 \text{ мм.}$$

Толщина поперечного ребра:

$$t_r = 6 \text{ мм} > 5,43 \text{ мм} = 2 * 70 \text{ мм} * \sqrt{310 \text{ МПа}/(2,06 * 10^5 \text{ МПа})} = 2 * b_r * \sqrt{R_y/E}$$

Проверка устойчивости 1 парного ребра от сосредоточенной расчётной нагрузки. Ширина стенки с одной стороны ребра жёсткости, включаемой в работу с ним:

$$b_{ct} = 0,65 * t_w * \sqrt{E/R_y} = 0,65 * 8 \text{ мм} * \sqrt{(2,06 * 10^5 \text{ МПа})/310 \text{ МПа}} = 134 \text{ мм.}$$

Площадь сечения стойки:

$$A_{\text{ст.}} = 2 * b_{\text{ст.}} * t_w + (2 * b_r + t_w) * t_r = 2 * 134 \text{ мм} * 8 \text{ мм} + (2 * 70 \text{ мм} + 8 \text{ мм}) * 6 \text{ мм} = 3032 \text{ мм}^2.$$

Момент инерции стойки:

$$I_{\text{ст.}} = (2 * b_r + t_w)^3 * t_r / 12 + 2 * (t_w^3 * b_{\text{ст.}} / 12) = 1632331 \text{ мм}^4.$$

Радиус инерции стойки:

$$i = \sqrt{I_{\text{ст.}} / A_{\text{ст.}}} = \sqrt{1632331 \text{ мм}^4 / 3032 \text{ мм}^2} = 23,2 \text{ мм}.$$

Гибкость стойки:

$$\lambda_{\text{ст.}} = h_{\text{ef}} / i = 1314 / 23,2 = 56,638.$$

Условная гибкость стойки:

$$\bar{\lambda} = \lambda_{\text{ст.}} * \sqrt{R_y / E} = 56,638 * \sqrt{310 \text{ МПа} / (2,06 * 10^5 \text{ МПа})} = 2,197.$$

Значение коэффициента δ :

$$\delta = 9,87 * (1 - \alpha + \beta * \bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^2 = 9,87 * (1 - 0,04 + 0,09 * 2,197) + 2,197^2 = 16,254.$$

Коэффициент устойчивости при центральном сжатии:

$$\varphi = 0,5 * (\delta - \sqrt{\delta^2 - 39,48 * \bar{\lambda}^2}) / \bar{\lambda}^2 = 0,5 * (16,254 - \sqrt{16,254^2 - 39,48 * 2,197^2}) / 2,197^2 = 0,795.$$

Проверка устойчивости парного поперечного ребра (стойки):

$$N / (\varphi * A_{\text{ст.}} * R_y * \gamma_c) = 70 \text{ кН} / (0,795 * 3032 \text{ мм}^2 * 310 \text{ МПа} * 0,9) = 0,104 < 1$$

Устойчивость поперечного ребра обеспечена.

Сравнение значений вычисленного момента инерции поперечного ребра и минимального требуемого значения:

$$I_{\text{ст.}} = (2 * b_r + t_w)^3 * t_r / 12 = 1620896 \text{ мм}^4 < 2018304 \text{ мм}^4 = 3 * 1314 \text{ мм} * (8 \text{ мм})^3 = 3 * h_{\text{ef}} * t_w^3.$$

Требуется увеличить размеры поперечного ребра жёсткости.

При увеличении ширины ребра жёсткости до значения $b_r = 80 \text{ мм}$:

$$I_{\text{ст.}} = (2 * b_r + t_w)^3 * t_r / 12 + 2 * (t_w^3 * b_{\text{ст.}} / 12) = 2382251 \text{ мм}^4 > 2018304 \text{ мм}^4 = 3 * 1314 \text{ мм} * (8 \text{ мм})^3 = 3 * h_{\text{ef}} * t_w^3.$$

Условие соблюдается, проверку устойчивости ребра повторно выполнять не требуется, ребро меньшей ширины обеспечивает устойчивость стенки балки из её плоскости.

Размеры продольных рёбер.

Продольное ребро устанавливается на высоте $h_1/h_{ef} = 0,2$, на 263 мм ниже верхнего пояса балки.

Требуемое значение момента инерции:

$$I_{\text{прод.треб.}} = (2,5 - 0,5 * a/h_{ef}) * a^2 * t_w^3/h_{ef} = (2,5 - 0,5 * 1000/1314) * \\ = 1000^2 * 8^3/1314 \text{ мм}^4 = 825856,2 \text{ мм}^4$$

Предельное минимальное значение момента инерции:

$$I_{\text{прод.мин.}} = 1,5 * h_{ef} * t_w^3 = 1,5 * 1314 * 8^3 \text{ мм}^4 = 1009152 \text{ мм}^4 > \\ > 825856,2 \text{ мм}^4 = I_{\text{прод.треб.}}$$

Предельное максимальное значение момента инерции:

$$I_{\text{прод.макс.}} = 7 * h_{ef} * t_w^3 = 7 * 1314 * 8^3 \text{ мм}^4 = 4709376 \text{ мм}^4.$$

Размеры продольного ребра $b_{r,\text{прод.}} = 70 \text{ мм}$, $t_{r,\text{прод.}} = 5 \text{ мм}$, тогда момент инерции:

$$I_{\text{прод.}} = (2 * b_{r,\text{прод.}} + t_w)^3 * t_{r,\text{прод.}}/12 = (2 * 70 + 8)^3 * 5/12 \text{ мм}^4 = \\ = 1975680 \text{ мм}^4$$

Проверка условия выполняется:

$$I_{\text{прод.макс.}} = 4709376 \text{ мм}^4 > I_{\text{прод.}} = 1975680 \text{ мм}^4 > I_{\text{прод.мин.}} = 1009152 \text{ мм}^4$$

5.2. Определение требуемых параметров композитных пластин для повышения устойчивости стенки балки

Для определения требуемых параметров композитных пластин, повышающих устойчивость стенки балки, выполнены построение и расчёт модели комбинированной балки, стальная стенка которой усилена парными композитными пластинами, в программном вычислительном комплексе Ansys.

Расчётная схема конструкции – однопролётная стальная балка с равномерно распределённой нагрузкой, приложенной к её верхнему поясу, в виде сосредоточенных сил 70 кН, действующих с шагом 1 м. Согласно результатам ранее выполненных расчётов, представленных в приложении 3.2, общая устойчивость балки и её сжатого пояса обеспечены, величина действующих нормальных и касательных напряжений не превышает значений расчётного сопротивления стали балки.

Локальная устойчивость стенки балки не обеспечена, в связи с этим выполнено её усиление парными композитными пластинами, толщиной 2,5 мм каждая. В центральной части высота композитной пластины составляет 36% от высоты стенки балки. В главе 3 проанализированы возможные варианты форм композитных пластин, в текущем расчёте принята рациональная форма композитной пластины №3, представленной в таблице 21.

В качестве материала композитных пластин принят стеклотекстолит СТЭФ, использованный для проведения испытания комбинированной балки в главе 2. Для построения расчётной модели приняты следующие физико-механические свойства стеклотекстолита: $R_{x \text{ сжат.}} = 240$ МПа; $R_{x \text{ раст.}} = 300$ МПа; $R_{\text{изг.}} = 280$ МПа; $E_x = 22000$ МПа; $\rho = 1600 \div 1900$ кг/м³. На рисунках П.5.4-5.5 приведены результаты нелинейного статического расчёта балки.

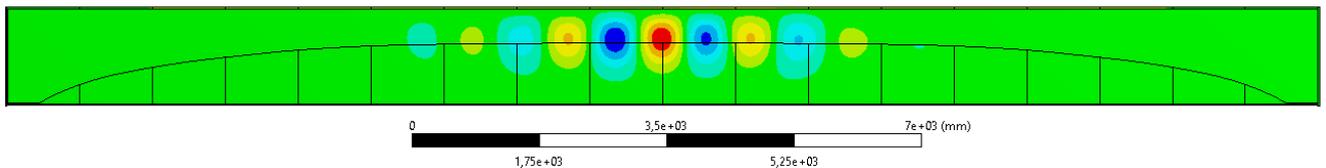


Рисунок П.5.4. Форма потери устойчивости рассчитываемой модели, величина критической нагрузки $F_{\text{крит.}} = 74,865$ кН/м, величина максимальной деформации стенки $\Delta_1 = 0,19$ мм.

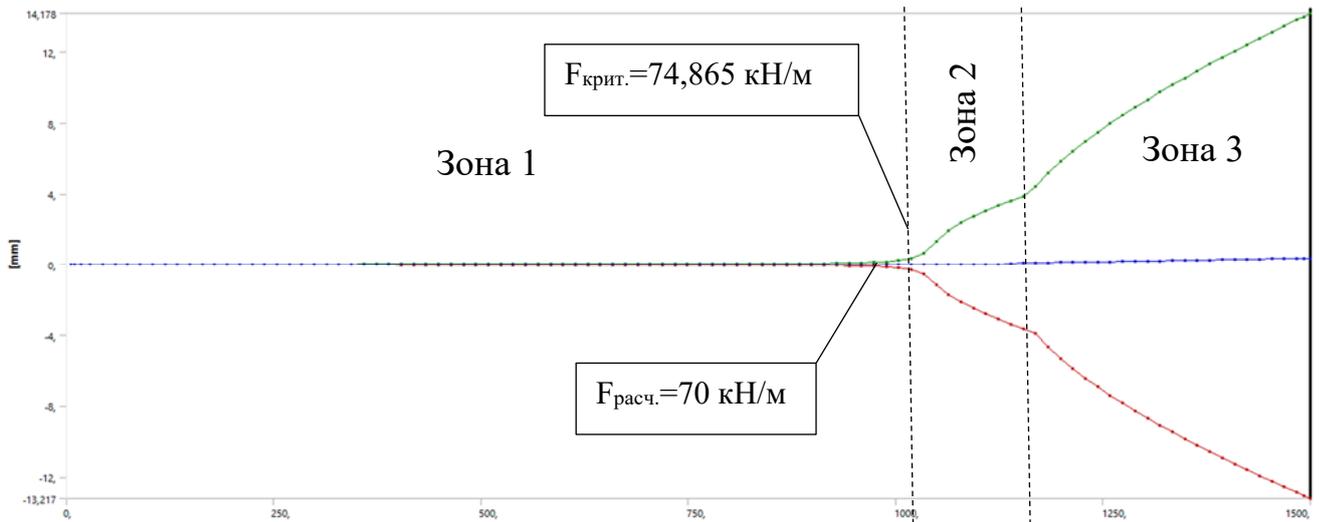


Рисунок П.5.5. График роста деформации при увеличивающейся нагрузке на каждом последующем шаге итерации.

В границах зоны №1 начальная боковая деформация балки линейно изменяется до значения $\Delta_1 = 0,19$ мм ($F_{\text{крит.}} = 74,865$ кН/м). При достижении указанного значения критической нагрузки происходит первая потеря устойчивости стенки балки (зона №2) с последующей второй потерей устойчивости (зона №3).

Применяемая схема усиления стенки балки композитными пластинами заданной толщины достаточна для обеспечения требуемой работы конструкции. Предельное значение расчётной действующей нагрузки составляет $F_{\text{расч.}} = 70$ кН/м, что ниже критического значения нагрузки, после достижения которой происходит первая потеря устойчивости стенки балки.

Исходя из результатов расчёта устойчивости стенки балки, для обеспечения требуемой работы конструкции без потери её локальной устойчивости, достаточно применить композитные пластины толщиной 2,5 мм. Композитные пластины в составе конструкции выступают как конструктивные элементы, воспринимающие внешнюю нагрузку, в которых действуют внутренние усилия, передающиеся со стальной стенки балки.

Соединение композитных пластин со стальной стенкой балки болтовое, необходима проверка устойчивости композитных пластин, в которых действуют нормальные сжимающие напряжения, на участках между их болтовыми креплениями.

На рисунке П.5.6 приведено распределение нормальных сжимающих напряжений σ_x , действующих в левой половине одной из композитных пластин. Композитные пластины симметричны относительно середины пролёта балки.

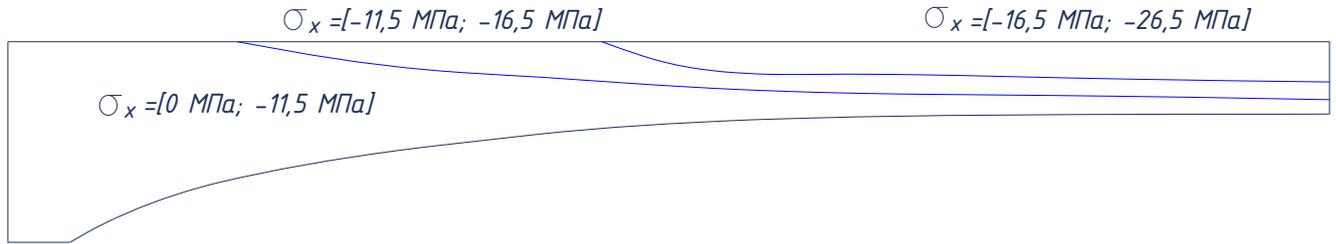


Рисунок П.5.6. Распределение нормальных сжимающих напряжений в композитной пластине (половина длины симметричной пластины).

Для определения требуемого количества болтовых креплений плоскостных композитных элементов к стальной стенке балки определена устойчивость композитной пластины на участках между её болтовыми креплениями. Назначено предварительное расстояние между соседними болтами в 150x150 мм. Для определения устойчивости композитной пластины в Ansys дополнительно построены и рассчитаны модели композитных пластин различной толщины заданного размера.

К параллельным торцам пластины приложена распределённая нагрузка, моделирующая работу пластины на сжатие в составе балки композиционной структуры. Из результатов расчёта определены значения критических напряжений, при которых должна произойти потеря их устойчивости. Форма деформации композитных пластин представлена на рисунке П.5.7.

Опираясь на результаты расчётов отдельных композитных пластин, определена итоговая форма, а также толщина плоскостных композитных элементов, усиливающих стенку балки. Из результатов всех выполненных расчётов следует:

- толщина композитной пластины в 2,5 мм достаточна для усиления опорной части стенки балки;
- в центральной части толщина композитной пластины 2,5 мм недостаточна по условию обеспечения её устойчивости на участках между болтовыми креплениями.

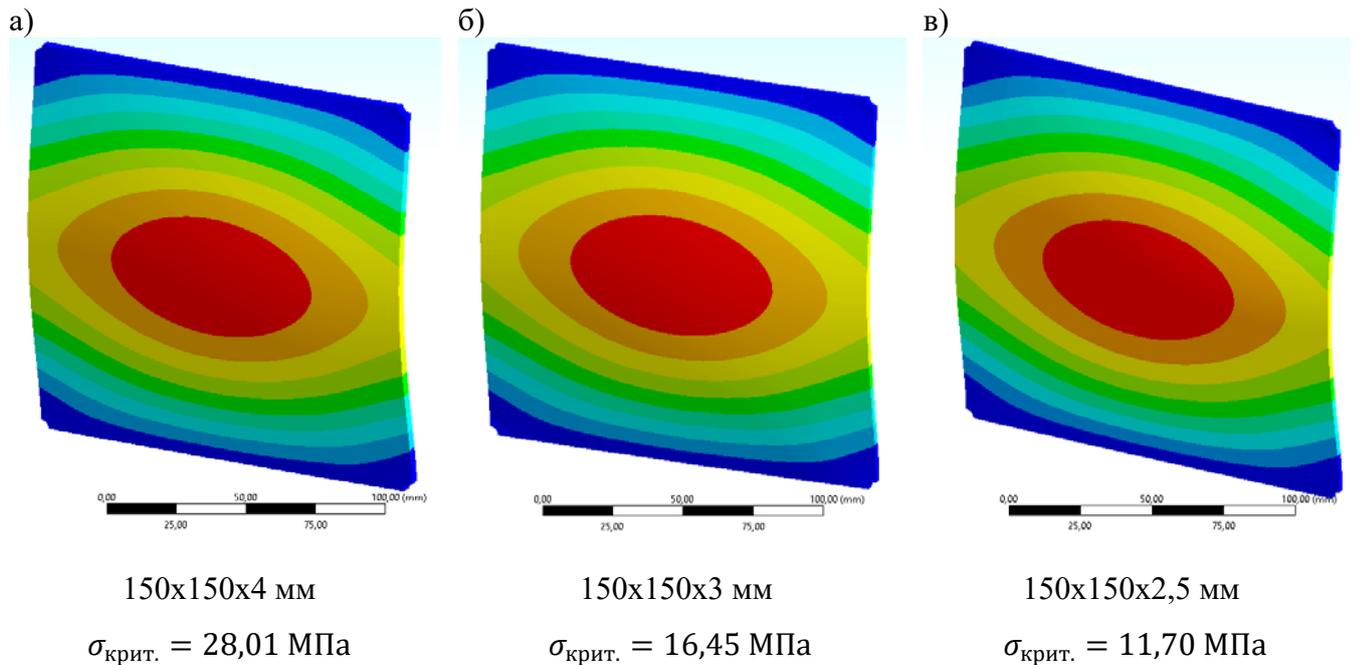


Рисунок П.5.7. Форма потери устойчивости композитной пластины, по торцам которой действуют сжимающие напряжения, значение критических напряжений, при достижении которых композитные пластины указанного размера теряют свою устойчивость.

С учётом распределения действующих нормальных сжимающих напряжений по площади композитной пластины, а также значений критических напряжений, при достижении которых пластина теряет свою устойчивость, уточнена форма плоскостных элементов, усиливающих стальную стенку балки, представленная на рисунке П.5.8.



Рисунок П.5.8. Уточнённая форма плоскостных элементов (левая половина), состоящих из отдельных пластин разной толщины с указанием допустимого шага расстановки болтовых соединений.

Изначальная криволинейная форма композитной пластины видоизменена, теперь состоит из нескольких отдельных плоскостных элементов разной толщины. Применением композитных пластин новой формы обеспечивается требуемая устойчивость стенки балки при наименьшем возможном расходе композитного материала. Возможно также выполнение усиления стенки балки сплошными пластинами толщиной 4 мм каждая, но это приведёт к росту стоимости конструкции.

5.3. Ведомость объёмов работ и параметров конструктивных элементов по монтажу рёбер.

Таблица П.5.2. Ведомость объёмов работ.

№	Наименование работ	Объём работ	Расчётная формула
1	Крепление поперечных рёбер к стенке балки	168,34 кг	$V = 17 \text{ шт} * 2 * 1,314 \text{ м} * 0,08 \text{ м} * 0,006 \text{ м} * 7850 \text{ кг/м}^3$
2	Крепление продольных рёбер к стенке балки	43,70 кг	$V = 8 \text{ шт} * 2 * 0,994 \text{ м} * 0,07 \text{ м} * 0,005 \text{ м} * 7850 \text{ кг/м}^3$
3	Потолочные сварные швы (катет шва продольного ребра – 5 мм, поперечного – 6 мм)	23,584 м	$V = 8 \text{ шт} * 2 * 0,994 \text{ м} + 16 \text{ шт} * 2 * 0,07 \text{ м} + 17 \text{ шт} * 2 * 2 * 0,08 \text{ м}$
		2,55 кг	$V = [0,5 * 0,005 \text{ м} * 0,005 \text{ м} * (8 \text{ шт} * 2 * 0,994 \text{ м} + 16 \text{ шт} * 2 * 0,07 \text{ м}) + 0,5 * 0,006 \text{ м} * 0,006 \text{ м} * (17 \text{ шт} * 2 * 2 * 0,08 \text{ м})] * 7850 \text{ кг/м}^3$
4	Вертикальные и нижние сварные швы (катет шва продольного ребра – 5 мм, поперечного – 6 мм)	106,02 м	$V = 17 \text{ шт} * 2 * 2 * 1,314 \text{ м} + 17 \text{ шт} * 2 * 2 * 0,008 \text{ м} + 16 \text{ шт} * 2 * 0,007 \text{ м} + 8 \text{ шт} * 2 * 0,994 \text{ м}$
		14,285 кг	$V = [0,5 * 0,006 \text{ м} * 0,006 \text{ м} * (17 \text{ шт} * 2 * 2 * 1,314 \text{ м} + 17 \text{ шт} * 2 * 2 * 0,008 \text{ м}) + 0,5 * 0,005 \text{ м} * 0,005 \text{ м} * (16 \text{ шт} * 2 * 0,007 \text{ м} + 8 \text{ шт} * 2 * 0,994 \text{ м})] * 7850 \text{ кг/м}^3$
5	Площадь поверхности поперечных рёбер	7,148 м ²	$V = 17 \text{ шт} * 2 * 2 * 1,314 \text{ м} * 0,08 \text{ м}$
6	Площадь поверхности продольных рёбер	2,226 м ²	$V = 8 \text{ шт} * 2 * 2 * 0,994 \text{ м} * 0,07 \text{ м}$
7	Разрезка стальных листов на поперечные рёбра	51,43 м	$V = 35 \text{ шт} * 1,314 \text{ м} + 2 \text{ шт} * 2,72 \text{ м}$
8	Разрезка стальных листов на продольные рёбра	19,138 м	$V = 17 \text{ шт} * 0,994 \text{ м} + 2 \text{ шт} * 1,12 \text{ м}$
9	Обработка кромок стальных листов после обрезки	70,568 м	$V = 35 \text{ шт} * 1,314 \text{ м} + 2 \text{ шт} * 2,72 \text{ м} + 17 \text{ шт} * 0,994 \text{ м} + 2 \text{ шт} * 1,12 \text{ м}$

5.4. Локальный сметный расчёт себестоимости работ по усилению стальной стенки балки продольными и поперечными стальными рёбрами.

Локальный сметный расчёт (базисно-индексный метод)

Производственное здание, г. Санкт-Петербург.

(наименование стройки)

Производственное здание.

(наименование объекта капитального строительства)

ЛОКАЛЬНЫЙ СМЕТНЫЙ РАСЧЕТ (СМЕТА) N 1

Укрепление стенки балки системой продольных и поперечных рёбер для повышения её устойчивости.

(наименование конструктивного решения)

Составлен базисно-индексным методом

Основание Диссертационная работа, конструктивное решение, приведённое в Приложении П.4.1
(проектная и (или) иная техническая документация)

Составлен(а) в текущем (базисном)
уровне цен

12.2021 г.

Сметная стоим-
мость

113,098 тыс. руб.

в том числе:

строительных ра-
бот

93,165 тыс. руб.

Средства на оплату труда рабочих

41,155 тыс. руб.

монтажных работ

19,933 тыс. руб.

Нормативные затраты труда рабочих

99,77 чел.-ч.

оборудования

0 тыс. руб.

Нормативные затраты труда машинистов

0,278 чел.-ч.

прочих затрат

0 тыс. руб.

Расчетный измеритель конструктивного решения

М, М.КВ., КГ., Т.

N п/ п	Обосно- вание	Наименование работ и затрат	Едини- ца из- мере- ния	Количество			Сметная стоимость в базисном уровне цен (в текущем уровне цен (гр. 8) для ресурсов отсут- ствующих в СНБ), руб.			Индек- сы	Сметная стои- мость в текущем уровне цен, руб.										
				на еди- ницу	коэф- фици- енты	всего с уче- том коэфф- ов	на еди- ницу	коэффициен- ты	всего												
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12										
1	ТЕР- 2001 09-05- 006-01	Резка стального про- филированного настила. Ме- тодика определения сметной стоимости строительства на тер- ритории РФ от 04.08.2020 г., утвер- ждённая приказом №421/пр. Кз=Кзм=1,15; Кэм=1,15; Кмз=1,15. Приказ №421/пр. прил.№10, табл.1, п.2.	1 м	70,568		70,568															
												1	ОТ				263,219	1,15	302,701	28,173	8528,008
												2	ЭМ				26,110	1,15	30,027	13,514	405,781
												3	в. т.ч. ОТм				0	1,15	0,000	28,173	0,000
	4	М				0	1,15	0,000	-	0,000											
	ТССЦ- 2001, 10-1122	Прокат толстолисто- вой горячекатанной в листах с обрезными кромками, С345	т	0,212			0,212	1477,64	1,15	1699,28 6		18076,78 2									
													ЗТ	чел.-ч	23,99						
		Итого по расценке					1766,97		2032,01		27010,57										

N п/ п	Обоснова- ние	Наименование работ и затрат	Еди- ница изме- рения	Количество			Сметная стоимость в базисном уровне цен (в текущем уровне цен (гр. 8) для ресурсов отсут- ствующих в СНБ), руб.			Индек- сы	Сметная стои- мость в текущем уровне цен, руб.	
				на едини- цу	коэф- фици- енты	всего с учетом коэфф-ов	на еди- ницу	коэффициен- ты	всего			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
2	ТЕРм-2001 38-01-006- 08	Сварочные работы по креплению продольных и поперечных рёбер к стенке балки. Ме- тодика определения сметной стоимости стро- ительства на территории РФ от 04.08.2020 г., утверждённая приказом №421/пр. Кз=Кзм=1,15; Кэм=1,15; Кмз=1,15. Приказ №421/пр. прил.№10, табл.1, п.2.	1 т	0,212		0,212						
	1	ОТ					316,94	1,15	364,48	28,173	10268,52	
	2	ЭМ					549,21	1,15	631,59	11,706	7393,34	
	3	в. т.ч. ОТм					3,67	1,15	4,22	28,173	118,83	
	4	М					0,00	1,15	0,00	13,968	0,00	
	ТССЦ-2001 101-1525	Электроды Э50, 5 мм	т	0,003		0,003	39,47	1,15	45,39			429,97
	ТССЦ-2001 101-1533	Электроды Э50, 6 мм	т	0,013		0,013	191,29	1,15	219,98			1722,32
		ЗТ	чел.-ч	27,56								
		ЗТм	чел.-ч	0,28								
			Итого по расценке					1100,57		1265,65		19932,99

N п/ п	Обосно- вание	Наименование работ и затрат	Едини- ца из- мере- ния	Количество			Сметная стоимость в базисном уровне цен (в текущем уровне цен (гр. 8) для ресурсов отсут- ствующих в СНБ), руб.			Индек- сы	Сметная стои- мость в текущем уровне цен, руб.										
				на еди- ницу	коэф- фици- енты	всего с уче- том коэфф- ов	на еди- ницу	коэффициен- ты	всего												
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12										
3	ТЕР- 2001 09-05- 004-01	Ультразвуковой кон- троль сварных соеди- нений, нижнее и вер- тикальное толщиной металла до 10 мм (10% от общей длины швов). Мет- одика определения сметной стоимости строительства на тер- ритории РФ от 04.08.2020 г., утвер- ждённая приказом №421/пр. Кз=Кзм=1,15; Кэм=1,15; Кмз=1,15. Приказ №421/пр. прил.№10, табл.1, п.2.	1 м	10,602		10,602															
												1	ОТ				396,727	1,15	456,236	28,173	12853,53 3
												2	ЭМ				38,167	1,15	43,892	7,319	321,248
												3	в. т.ч. ОТм				0	1,15	0,000	28,173	0,000
												4	М				28,943	1,15	33,285	10,908	363,073
													ЗТ	чел.-ч	27,88						
		Итого по расценке					463,84		533,41		13537,85										

N п/ п	Обосно- вание	Наименование работ и затрат	Едини- ца из- мере- ния	Количество			Сметная стоимость в базисном уровне цен (в текущем уровне цен (гр. 8) для ресурсов отсут- ствующих в СНБ), руб.			Индек- сы	Сметная стои- мость в текущем уровне цен, руб.											
				на еди- ницу	коэф- фици- енты	всего с уче- том коэфф- ов	на еди- ницу	коэффициен- ты	всего													
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12											
4	ТЕР- 2001 09-05- 004-05	Ультразвуковой кон- троль сварных соеди- нений, потолочное толщиной металла до 10 мм (10% от общей длины швов). Методика определе- ния сметной стоимо- сти строительства на территории РФ от 04.08.2020 г., утвер- ждённая приказом №421/пр. Кз=Кзм=1,15; Кэм=1,15; Кмз=1,15. Приказ №421/пр. прил.№10, табл.1, п.2.	1 м	2,358		2,358																
												1	ОТ				155,725	1,15	179,084	28,173	5045,331	
												2	ЭМ				15,990	1,15	18,388	7,316	134,530	
												3	в. т.ч. ОТм				0	1,15	0,000	28,173	0,000	
												4	М				8,278	1,15	9,520	10,909	103,850	
													ЗТ	чел.-ч	10,94							
													Итого по расценке						179,99		206,99	

N п/ п	Обосно- вание	Наименование работ и затрат	Едини- ца из- мере- ния	Количество			Сметная стоимость в базисном уровне цен (в текущем уровне цен (гр. 8) для ресурсов отсут- ствующих в СНБ), руб.			Индек- сы	Сметная стои- мость в текущем уровне цен, руб.										
				на еди- ницу	коэф- фици- енты	всего с уче- том коэфф- ов	на еди- ницу	коэффициен- ты	всего												
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12										
5	ТЕР- 2001 13-06- 002-01	Очистка кварцевым песком сплошных наружных поверхно- стей. Методи- ка определения смет- ной стоимости строи- тельства на террито- рии РФ от 04.08.2020 г., утверждённая при- казом №421/пр. Кз=Кзм=1,15; Кэм=1,15; Кмз=1,15. Приказ №421/пр. прил.№10, табл.1, п.2.	1 м.кв.	9,374		9,374															
												1	ОТ				38,058	1,15	43,767	28,173	1233,053
												2	ЭМ				251,973	1,15	289,769	15,847	4591,971
												3	в. т.ч. ОТм				31,965	1,15	36,760	28,173	1035,643
												4	М				32,996	1,15	37,946	22,818	865,851
													ЗТ	чел.-ч	3,66						
		Итого по расценке					354,99		408,24		7726,52										

N п/ п	Обосно- вание	Наименование работ и затрат	Едини- ца из- мере- ния	Количество			Сметная стоимость в базисном уровне цен (в текущем уровне цен (гр. 8) для ресурсов отсут- ствующих в СНБ), руб.			Индек- сы	Сметная стои- мость в текущем уровне цен, руб.										
				на еди- ницу	коэф- фици- енты	всего с уче- том коэфф- ов	на еди- ницу	коэффициен- ты	всего												
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12										
6	ТЕР- 2001 13-06- 004-01	Обеспыливание по- верхности. Методика определе- ния сметной стоимо- сти строительства на территории РФ от 04.08.2020 г., утвер- ждённая приказом №421/пр. Кз=Кзм=1,15; Кэм=1,15; Кмз=1,15. Приказ №421/пр. прил.№10, табл.1, п.2.	1 м.кв.	9,374		9,374															
												1	ОТ				9,749	1,15	11,211	28,173	315,856
												2	ЭМ				2,718	1,15	3,126	8,724	27,273
												3	в. т.ч. ОТм				0	1,15	0,000	28,173	0,000
												4	М				0	1,15	0,000	-	0,000
													ЗТ	чел.-ч	0,94						
		Итого по расценке					12,47		14,34		343,13										

N п/ п	Обосно- вание	Наименование работ и затрат	Едини- ца из- мере- ния	Количество			Сметная стоимость в базисном уровне цен (в текущем уровне цен (гр. 8) для ресурсов отсут- ствующих в СНБ), руб.			Индек- сы	Сметная стои- мость в текущем уровне цен, руб.										
				на еди- ницу	коэф- фици- енты	всего с уче- том коэфф- ов	на еди- ницу	коэффициен- ты	всего												
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12										
7	ТЕР- 2001 13-03- 002-04	Огрунтовка металли- ческих поверхностей за 1 раз (учтены 2 слоя грунтовки ГФ- 021). Ме- тодика определения сметной стоимости строительства на тер- ритории РФ от 04.08.2020 г., утвер- ждённая приказом №421/пр. Кз=Кзм=1,15; Кэм=1,15; Кмз=1,15. Приказ №421/пр. прил.№10, табл.1, п.2.	100 м.кв.	0,187		0,187															
												1	ОТ				12,962	1,15	14,907	28,173	419,967
												2	ЭМ				1,121	1,15	1,289	10,564	13,620
												3	в. т.ч. ОТм				0,022	1,15	0,026	28,173	0,729
												4	М				54,294	1,15	62,438	4,289	267,798
													ЗТ	чел.-ч	1,00						
													ЗТм	чел.-ч	0,002						
													Итого по расценке						68,40		78,66

N п/ п	Обос- нова- ние	Наименование работ и за- трат	Еди- ница изме- рения	Количество			Сметная стоимость в базисном уровне цен (в текущем уровне цен (гр. 8) для ресурсов отсут- ствующих в СНБ), руб.			Индек- сы	Сметная стои- мость в текущем уровне цен, руб.
				на еди- ницу	коэф- фици- енты	всего с уче- том коэфф- ов	на еди- ницу	коэффици- енты	всего		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
8	ТЕР- 2001 15-04- 030-03	Масляная окраска металли- ческих поверхностей сталь- ных балок, количество окрасок - 2. Методика определения сметной стоимости строи- тельства на территории РФ от 04.08.2020 г., утвер- ждённая приказом №421/пр. Кз=Кзм=1,15; Кэм=1,15; Кмз=1,15. При- каз №421/пр. прил.№10, табл.1, п.2.	100 м.кв.	0,094		0,094					
	1	ОТ					41,207	1,15	47,388	28,173	1335,069
	2	ЭМ					0,277	1,15	0,319	16,534	5,276
	3	в. т.ч. ОТм					0,015	1,15	0,017	28,173	0,486
	4	М					7,067	1,15	8,127	7,472	60,726
		Прайс-лист: краска масля- ная универсальная эмаль МА-15 (2480 р за 25 кг. без учёта НДС 20%) ООО "ТД "Орион"	кг	2,31		2,31			30,615	7,472	228,756
		ЗТ	чел.-ч	3,80							
		ЗТм	чел.-ч	0,001							
		Итого по расценке						48,57		86,47	

Всего по позиции	4625,78	76167,20
Всего по смете (в базисном и текущем уровнях цен)	4625,78	76167,20
<i>в том числе</i>		
оплата труда	1419,78	39999,34
эксплуатация машин и механизмов	1018,40	12893,04
материальные ресурсы	2146,59	22119,13
перевозка	0,00	0,00
Итого ФОТ (в базисном и текущем уровнях цен) (справочно)	1460,80	41155,03
Итого накладные расходы (в базисном и текущем уровнях цен)	1351,87	38086,09
Итого сметная прибыль (в базисном и текущем уровнях цен)	0,00	0,00
Итого оборудование (в базисном и текущем уровнях цен)	0,00	0,00
Итого прочие затраты (в базисном и текущем уровнях цен)	0,00	0,00
Всего по смете (в базисном и текущем уровнях цен, без НДС)	5936,62	113097,61

5.5. Ведомость объёмов работ и элементов для монтажа композитных пластин.

Таблица П.4.3. Ведомость объёмов работ.

№	Наименование работ	Объём работ	Расчётная формула
1	Обеспыливание поверхности стенки балки.	47,3 м ²	$V = 2 * 18 \text{ м} * 1,314 \text{ м} = 47,30 \text{ м}^2$
2	Обеспыливание поверхности стенки пластин из композитных материалов.	23,61 м ²	$V = 2 * 2 * (2,5397 \text{ м}^2 + 1,16765 \text{ м}^2 + 2,195 \text{ м}^2) = 23,61 \text{ м}^2$
3	Масса композитных пластин СТЭФ.	121,536 кг	$V = (2,5397 \text{ м}^2 * 0,002 \text{ м} * 2 * 2 + 1,16765 \text{ м}^2 * 0,003 \text{ м} * 2 * 2 + 2,195 \text{ м}^2 * 0,004 \text{ м} * 2 * 2) * 1750 \text{ кг/м}^3 = 121,536 \text{ кг}$
4	Количество болтовых соединений плоскостных элементов из композитных материалов и стальной стенки балки.	454 шт.	-
5	Масса болтов с гайками и шайбами строительные (Ø6 мм).	6,168 кг	$V = 454 \text{ шт} * 8,981 \text{ кг/1000 шт} + 454 \text{ шт} * 2,573 \text{ кг/1000 шт} + 2 * 454 \text{ шт} * 1,016 \text{ кг/1000 шт} = 6,168 \text{ кг.}$

N п/ п	Обоснование	Наименование работ и затрат	Единица измерения	Количество			Сметная стоимость в базисном уровне цен (в текущем уровне цен (гр. 8) для ресурсов отсутствующих в СНБ), руб.			Индексы	Сметная стоимость в текущем уровне цен, руб.										
				на единицу	коэффициенты	всего с учетом коэффициентов	на единицу	коэффициенты	всего												
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12										
1	ТЕР-2001 13-06- 004-01	Обеспыливание поверхности стальной стенки балки. Методика определения сметной стоимости строительства на территории РФ от 04.08.2020 г., утверждённая приказом №421/пр. Кз=Кзм=1,15; Кэм=1,15; Кмз=1,15. Приказ №421/пр. прил.№10, табл.1, п.2.	1 м.кв.	47,3		47,3															
												1	ОТ				49,192	1,15	56,571	28,173	1593,769
												2	ЭМ				13,717	1,15	15,775	8,724	137,617
												3	в. т.ч. ОТм				0	1,15	0,000	28,173	0,000
												4	М				0	1,15	0,000	-	0,000
													ЗТ	чел.-ч	4,73						
		Итого по расценке					62,91		72,35		1731,39										

N п/ п	Обосно- вание	Наименование работ и затрат	Еди- ница изме- рения	Количество			Сметная стоимость в базисном уровне цен (в текущем уровне цен (гр. 8) для ресурсов отсутствую- щих в СНБ), руб.			Индек- сы	Сметная стоимость в текущем уровне цен, руб.
				на еди- ницу	коэф- фици- енты	всего с уче- том коэфф- ов	на едини- цу	коэффи- циенты	всего		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
2	ТЕР- 2001 13-06- 004-01	Обеспыливание по- верхностей композит- ных пластин. Методика определения сметной стоимости строительства на тер- ритории РФ от 04.08.2020 г., утвер- ждённая приказом №421/пр. Кз=Кзм=1,15; Кэм=1,15; Кмз=1,15. Приказ №421/пр. прил.№10, табл.1, п.2.	1 м.кв.	23,61		23,61					
	1	ОТ					24,554	1,15	28,238	28,173	795,537
	2	ЭМ					6,847	1,15	7,874	8,724	68,692
	3	в. т.ч. ОТм					0	1,15	0,000	28,173	0,000
	4	М					0	1,15	0,000	-	0,000
	ТССЦ- 2001 509- 0876	СТЭФ, толщиной от 2,2 до 4,5 мм	кг	121,5 36		121,536	11812,084	1,15	13583,896		49792,084
		ЗТ	чел.-ч	2,36							
	Итого по расценке					11843,49		13620,01		50656,31	

N п/ п	Обос- нова- ние	Наименование работ и затрат	Еди- ница изме- рения	Количество			Сметная стоимость в базисном уровне цен (в текущем уровне цен (гр. 8) для ресурсов отсутствующих в СНБ), руб.			Индек- сы	Сметная стои- мость в текущем уровне цен, руб.	
				на едини- цу	коэф- фици- енты	всего с уче- том коэфф- ов	на еди- ницу	коэффициен- ты	всего			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
3	ТЕР- 2001 09-05- 003-01	Постановка болтов стро- ительных с гайками и шайбами. Мето- дика определения смет- ной стоимости строи- тельства на территории РФ от 04.08.2020 г., утверждённая приказом №421/пр. Кз=Кзм=1,15; Кэм=1,15; Кмз=1,15. Приказ №421/пр. прил.№10, табл.1, п.2.	100 шт	4,54		4,54						
			1	ОТ				599,14	1,15	689,02	28,173	19411,63
			2	ЭМ				12,26	1,15	14,10	16,226	228,73
			3	в. т.ч. ОТм				0,00	1,15	0,00	28,173	0,00
			4	М				0,00	1,15	0,00	-	0,00
	ТССЦ- 2001 101- 1525	Болты с гайками и шай- бами строительные	кг	6,168		6,168	108,99	1,15	125,34		810,11	
			ЗТ	чел.-ч	54,026							
			ЗТм	чел.-ч	0,14							
		Итого по расценке				720,39		828,45		20450,47		

Всего по позиции	14520,80	72838,17
Всего по смете (в базисном и текущем уровнях цен)	14520,80	72838,17
<i>в том числе</i>		
оплата труда	773,82	21800,94
эксплуатация машин и механизмов	37,75	435,04
материальные ресурсы	13709,23	50602,19
перевозка	0,00	0,00
Итого ФОТ (в базисном и текущем уровнях цен) (справочно)	773,82	21800,94
Итого накладные расходы (в базисном и текущем уровнях цен)	720,50	20298,76
Итого сметная прибыль (в базисном и текущем уровнях цен)	0,00	0,00
Итого оборудование (в базисном и текущем уровнях цен)	0,00	0,00
Итого прочие затраты (в базисном и текущем уровнях цен)	0,00	0,00
Всего по смете (в базисном и текущем уровнях цен, без НДС)	15241,31	93136,93