

НИЖЕГОРОДСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

Шкода И. В. Хазов П. А. Ситникова А. К.
Помазов А. П. Кожанов Д. А.

ФИЗИЧЕСКОЕ И ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ И СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ТРУБ

Монография



Министерство науки и высшего образования Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»

И.В. Шкода, П.А. Хазов, А.П. Помазов, А.К. Ситникова, Д.А. Кожанов

**ФИЗИЧЕСКОЕ И ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ
СТАЛЬНЫХ И СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ТРУБ**

Монография

Нижний Новгород

ННГАСУ

2023

ББК 22.25
Ф 48
УДК 624.046

Печатается в авторской редакции

Рецензенты:

А.И. Притыкин – доктор технических наук (2.1.1 - строительные конструкции, здания и сооружения), доцент, профессор кафедры судостроения, судоремонта и морской техники ФГБОУ ВО «Калининградский государственный технический университет»

В.А. Кикеев – кандидат технических наук (01.02.06 - динамика, прочность машин, приборов и аппаратуры), доцент кафедры Аэро-гидродинамики, прочности машин и сопротивления материалов ФГБОУ ВО «Нижегородский государственный технический университет им. Р.Е. Алексеева»

Д.М. Бриккель – кандидат физико-математических наук (01.02.04 - механика деформируемого твёрдого тела), ведущий инженер отдела расчетов строительных конструкций ООО «Нижегороднефтегазпроект»

Шкода И.В. Физическое и численное моделирование стальных и сталежелезобетонных конструкций из труб [Текст]: монография / И.В. Шкода, П.А. Хазов, А.П. Помазов, А.К. Ситникова, Д.А. Кожанов; Нижегород. гос. архитектурно-строит. ун-т. – Нижний Новгород, 2023. – 135 с.

ISBN 978-5-528-00520-1

В монографии представлены результаты экспериментальных и численных исследований в области напряженно-деформированного состояния полых труб и труб, заполненных бетоном. Приводятся результаты расчетов узлов сопряжения и их оптимизации. Рассмотрены основные этапы деформирования и разрушения, вопросы устойчивости, условий закрепления сжатых конструкций. Предлагаются расчетные методики, основанные на проведенных экспериментах.

Монография предназначена для специалистов, работающих в области механики деформируемого твердого тела, проектирования и расчетов строительных конструкций, обследований и эксплуатации зданий и сооружений, а также для студентов и аспирантов технических вузов.

Данная работа выполнена при поддержке гранта Правительства Нижегородской области для молодых ученых от "1" декабря 2022 г. № 316-06-16-80а/22.

Рисунков 74. Табл. 12. Библиограф.: 78 назв.

ББК 22.25

ISBN 978-5-528-00520-1 © Коллектив авторов, 2023
© ННГАСУ, 2023

Содержание

ВВЕДЕНИЕ	5
ГЛАВА 1. ОСНОВЫ ЧИСЛЕННОГО АНАЛИЗА С ПОМОЩЬЮ РАЗЛИЧНЫХ ПРОГРАММНЫХ КОМПЛЕКСОВ	8
1.1 О необходимости расчета строительных конструкций в различных программно-вычислительных комплексах	8
1.2 Расчёт узлов стальных конструкций. Состояние вопроса.....	10
1.3 Метод конечных элементов.....	14
1.3.1 Основные понятия МКЭ	14
1.4 <i>ANSYS Workbench</i>	17
1.5 Компас <i>APM FEM</i>	19
1.6 <i>SolidWorks</i>	23
1.7 <i>IDEA StatiCa Connection</i> и компонентный метод конечных элементов.....	25
1.7.1 Компонентный метод конечных элементов.....	25
1.7.2 Программа <i>IDEA StatiCa</i> – инструмент на основе КМКЭ.....	27
1.8 Пример расчета НДС узла пространственной конструкции	32
ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 1	34
ГЛАВА 2. ЧИСЛЕННЫЙ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЙ АНАЛИЗ УЗЛОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ СТАЛЬНЫХ ТРУБ И ГНУТОСВАРНОГО ПРОФИЛЯ (ГСП)	37
2.1 Экспериментальная оценка нормативной методики расчета устойчивости центрально-сжатых стержней из стальных труб.....	37
2.2 Численные исследования вариантов узлов ребристо-кольцевого купола из круглых и прямоугольных труб.....	44
2.2.1 Узел 1 из гнутосварных труб прямоугольного сечения	45
2.2.2 Узел 1 из круглых труб	48
2.2.3 Узел 2 из круглых труб	50
2.4 Узел 2 из гнутосварных труб прямоугольного сечения	64
ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 2	83
ГЛАВА 3. ЧИСЛЕННЫЕ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ТРУБОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	86
3.1 Общие сведения о трубобетоне.....	86
3.2 Подходы к расчету трубобетонных конструкций в мировой практике	88
3.3 Экспериментальное исследование прочности и устойчивости композиционных трубобетонных образцов малогабаритных сечений	90

3.3.1 Объект исследования	92
3.3.2 Исследование вопросов прочности малогабаритных трубобетонных образцов....	93
3.3.3 Исследование вопросов устойчивости малогабаритных трубобетонных образцов.....	104
3.4 Численное исследование прочности и устойчивости трубобетонных элементов с совместным применением стержневых и твердотельных расчетных моделей.....	108
ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 3	118
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	120
Список литературы.....	122
Список основных работ, опубликованных авторами по теме монографии.....	132

ВВЕДЕНИЕ

Научно-технический прогресс в области строительства тесно связан с проблемами развития и совершенствования металлических и композитных конструкций. Металл был и остается одним из главных материалов строительного производства, а его использование в композитах является весьма эффективным и относительно экономичным.

Развитие технологии производства позволило изготовить легкие стальные конструкции с коэффициентом запаса прочности не меньшим, чем у традиционных, изготавливаемых из горячекатаных профилей.

Применение замкнутых сечений – круглых и прямоугольных труб – обеспечивает дополнительную экономию металла, а также быстрые темпы возведения конструкций в сочетании с высокой технологичностью, эксплуатационной надежностью, долговечностью, минимальным количеством элементов и сварных швов, преимуществом при нанесении покрытий, увеличением освещенности, малым аэродинамическим сопротивлением и современным архитектурным дизайном. Кроме того, конструкции из замкнутых стержней обладают повышенной устойчивостью при монтаже.

Несмотря на указанные преимущества, элементы из трубчатого профиля не застрахованы от аварий, которые вызваны разрушением узлов. Это объясняется тем, что несущая способность таких конструкций в большей мере определяется прочностью их узловых соединений, представляющих сложную пространственную систему с высоким градиентом напряжений.

Новые материалы, используемые в строительстве, и их сочетания являются важной составляющей современной науки и техники. Не менее успешное применение замкнутых сечений нашло в сталебетонных конструкциях, в которых круглые и прямоугольные трубы используются как полноценный несущий элемент. Одной из разновидностей сталебетонных конструкций является трубобетон, представляющий собой замкнутую стальную трубу, в которой размещается и специальным образом уплотняется бетонная смесь, в результате чего образуется композитная совместная

конструкция, объединяющая в себе основные преимущества классических стальных и железобетонных элементов, нивелируя и значительно снижая влияние их недостатков.

Труبوبетонные конструкции экономичны, их применение уменьшает вес сооружений в 2–3 раза, трудозатраты в 4–5 раз, стоимость в 2–3 раза по сравнению с железобетонными. По сравнению с металлическими конструкциями при незначительном увеличении веса достигается существенное снижение стоимости (до 40%) и уменьшение расхода стали (в 2–3 раза).

Расчет сварных, фланцевых узловых соединений из труб, а также конструкций из труботетона ручным методом представляет собой довольно сложную задачу, так как учесть все факторы работы таких конструкций довольно проблематично. Поэтому чаще всего для экспрессного анализа напряженного состояния конструкции применяется компьютерное математическое моделирование в различных программно-вычислительных комплексах.

В настоящей монографии отражены результаты экспериментальных и численных исследований стальных и сталежелезобетонных конструкций из труб.

В первой главе приводится информация о необходимости расчета строительных конструкций в различных независимых расчетных комплексах, рассматриваются четыре программных комплекса, решающие поставленные задачи методом конечных элементов: *ANSYS*, Компас *APM FEM*, *SolidWorks* и *IDEA StatiCa*.

Во второй главе отражены результаты численного и экспериментального анализа узловых соединений конструкций из круглых стальных труб и гнутосварного профиля прямоугольного сечения. Предложены различные варианты узловых соединений на примере ребристо-кольцевого купола и оценена эффективность каждого из них. Кроме этого,

проведена экспериментальная оценка нормативной методики расчета устойчивости центрально-сжатых стальных труб.

В третьей главе приводится анализ результатов численного и экспериментального изучения прочности, устойчивости и деформативности трубобетонных конструкций малогабаритных сечений. Описаны испытываемые образцы (бетон, железобетон, стальная труба, трубобетон и армированный трубобетон), экспериментальная установка, характер разрушения каждого из образцов. Построены диаграммы деформирования и приведено сравнение несущих способностей образцов. Предложена математическая модель деформирования трубобетонных образцов, позволяющая аналитически описать деформативность трубобетонных элементов при центральном сжатии на основании известной диаграммы деформирования стальной трубы.

ГЛАВА 1. ОСНОВЫ ЧИСЛЕННОГО АНАЛИЗА С ПОМОЩЬЮ РАЗЛИЧНЫХ ПРОГРАММНЫХ КОМПЛЕКСОВ

Изучение статей в различных научных журналах показало, что результаты, полученные при натурных испытаниях полноразмерной модели и расчетных моделей, имеют высокую степень сходимости. К тому же, численные исследования в программных комплексах имеют ряд преимуществ. Во-первых, это дает возможность отбросить ложные показания измерительных приборов, основываясь на данных расчетной модели. Во-вторых, экспериментальные данные позволяют исправить неточности расчетной модели, задать корректные параметры для отображения истинной картины напряженно-деформированного состояния соединения. Например, численные исследования дают возможность инженеру узнать напряженно-деформированное состояние фланца и болтов не только на поверхности, но и изучить внутренние напряжения, недоступные для отслеживания с помощью измерительных приборов.

Все это позволяет оценить реальное напряженно-деформированное состояние и использовать расчетную модель в практических целях для создания более совершенных изделий.

К тому же многие задачи требуют огромных затрат на экспериментальную реализацию. Поэтому чаще всего компьютерное математическое моделирование является единственной возможностью экспрессного анализа инженерной проблемы.

1.1 О необходимости расчета строительных конструкций в различных программно-вычислительных комплексах

При расчете зданий и сооружений инженер руководствуется тремя основными положениями:

- Федеральный закон РФ от 30 декабря 2009 г. № 384 – ФЗ;
- Постановление РФ от 28 мая 2021 года № 815 [41];
- ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования».

В главе 3, статье 16 ФЗ-384 указано, что обеспечение требований механической безопасности в проектной документации здания или сооружения должно быть обосновано расчетами и иными способами. Необходимо учесть факторы, определяющие напряженно-деформированное состояние, особенности взаимодействия элементов строительных конструкций между собой и основанием, пространственную работу строительных конструкций, геометрическую и физическую нелинейность, возможность образования трещин и др. Для соблюдения вышеперечисленных требований при расчете зданий и сооружений необходимо пользоваться актуальными версиями современных расчетных комплексов. На практике применяются программы (ПК *STARKON*, ЛИРА 10, *Scad Office*, ЛИРА – САПР и др) [51].

Актуальной становится вопрос о выполнении расчётов в двух независимых расчетных программах для сравнения и получения объективных результатов. Органы экспертизы в необходимых случаях могут требовать выполнение расчета сооружения по двум независимым сертифицированным расчетным комплексам независимо от сложности здания, ссылаясь на следующие нормативные документы:

– ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования» п.12.4 «Необходимо предусмотреть проверку того, что: использованы объективные расчетные модели, а сами расчеты проведены с необходимой точностью; в этих целях рекомендуется проведение параллельных расчетов с использованием независимо разработанных, сертифицированных программных средств, сравнительный анализ расчетных схем и полученных результатов расчета» [18];

– Главгосэкспертиза России письмо от 28 июня 2004 года № 24-10-3/1281 «О повышении качества расчетных обоснований проектных решений строительных конструкций» [38];

– ТСН 31-332-2006 Санкт – Петербург «Жилые и общественные высотные здания» п.7.3.17 «Расчет оснований высотных зданий следует, как правило, выполнять не менее, чем по двум сертифицированным, независимо разработанным расчетным программам с использованием разных расчетных моделей» [53];

– И многие другие.

Инженер, используя два расчетных комплекса, сможет качественней проанализировать расчетную схему, выявить неточности и ошибки на ранней стадии и повысить качество выдаваемого результата. Немаловажным является тот факт, что многие локальные расчеты по-разному реализованы в различных программных комплексах (расчет на продавливание и др.), поэтому выполнять расчет надежнее в разных программах [35].

1.2 Расчёт узлов стальных конструкций. Состояние вопроса

Сегодня трудно представить расчёт какой-либо конструкции без использования современных программно-вычислительных комплексов (далее ПВК). По мере развития информационных технологий функциональные возможности ПВК расширяются, позволяя решать более сложные задачи, в том числе с учётом физической, геометрической и конструктивной нелинейности. Широкие возможности ПВК позволяют создавать модели зданий и сооружений, максимально приближенные к реальности – с учётом жёсткости соединений элементов, нелинейной работы материала и др.

В большинстве случаев чрезмерная детализация расчётной схемы и учёт различных типов нелинейности являются неоправданными. Время, затраченное на подготовку расчётной схемы и сам расчёт, не оправдывается избыточной точностью получаемых результатов.

Для того, чтобы избежать чрезмерной детализации при расчёте зданий и сооружений, используются различные упрощения расчетной схемы. К примеру, все линейно-протяжённые конструкции – балки, колонны – моделируются стержневыми элементами; плоские элементы – плиты и стены – пластинчатыми элементами или просто нагрузками. Сопряжения элементов

друг с другом и конструкций с основанием также описываются упрощённо. Реальные размеры соединений не учитываются, равно как и их жёсткость. Все узлы условно делятся на «жёсткие» (передающие вращательные усилия) и «шарнирные» (не воспринимающие моменты) (рисунок 1.1).

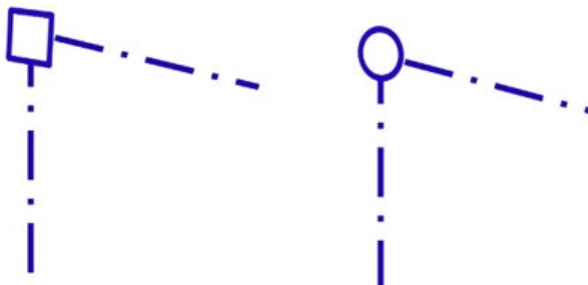


Рисунок 1.1 – Жёсткое (слева) и шарнирное (справа) сопряжение [6].

В пункте 5.1.1 раздела 5 Еврокода 1993-1-8-2009 отмечено, что в расчёте следует учитывать влияние работы узловых соединений на распределение внутренних усилий и моментов в конструкции. В этом же разделе приводится чуть более широкая классификация узлов по типу модели – они делятся на шарнирные, жёсткие и полужёсткие узлы. Зачастую при составлении расчётной схемы здания или сооружения конструкция узлов заранее неизвестна. Она прорабатывается уже после выполнения расчёта. Поэтому может случиться так, что узел, который ранее считался жёстким, после конструирования окажется полужёстким, что, в свою очередь, приведёт к перераспределению усилий. Таким образом, усилия, по которым подбирались диаметры болтов, катеты сварных швов и толщины рёбер жёсткости, могут измениться. По этой причине процесс приходится повторять несколько раз [6].

Даже в случае простых схем с небольшим количеством конструктивных элементов процесс может занять довольно много времени – каждый узел должен быть сконструирован должным образом, чтобы воспринять полученные усилия. Использование типовых решений (серии, пособия) может упростить процесс, однако при расчёте конструкций сложной формы зачастую требуется детальная проработка нестандартных узлов.

Расчёт стандартных узлов (рисунок 1.2, слева) можно выполнить вручную – для них существуют различные пособия, серии и нормативные

документы. Нестандартные узлы (рисунок 1.2, справа) всегда требуют составления сложной модели, описывающей его поведение в составе конструкции. Обычно расчёт выполняется с помощью ПК, реализующих метод конечных элементов (МКЭ) в чистом виде.

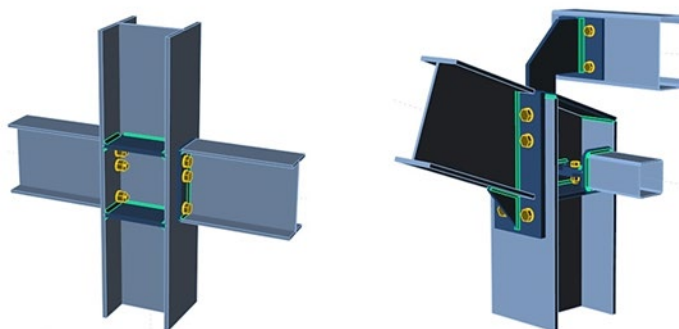


Рисунок 1.2 – Типовой (слева) и нестандартный (справа) узлы [6].

При составлении модели узла, как правило, возникают следующие вопросы:

– **Поведение материала.** При переходе от расчёта модели всей конструкции к расчёту узлов всё большее влияние на работу конструкции оказывают локальные эффекты – места изменений сечения, точки приложения сосредоточенных нагрузок и расположение отверстий. Необходимо также учитывать нелинейную работу материала, так как не учёт локальных пластических деформаций приводит к перерасходу материала. Для стали, как правило, используется диаграмма Прандтля – упруго-идеально-пластическая.

– **Описание модели сварных швов.** Способ задания этих элементов в расчётной схеме прямым образом сказывается на результатах. Сварные швы часто заменяются абсолютно жёсткими телами, соединяющими детали, или же просто объединением перемещений. И в первом, и во втором случае реальная жёсткость сварного шва не учитывается. Наиболее точным способом будет моделирование сварки при помощи объёмных или плоских конечных элементов, однако в случае нестандартных узлов это может вызвать определённые трудности при построении сетки конечных элементов.

– **Модель болтов.** Самые распространённые модели болта – пространственный стержень и упругая связь между двумя узлами. В такой

постановке можно оценить усилия в болтах и сравнить их отклонение от допускаемых усилий. Однако при таком упрощении не учитываются различные факторы локального масштаба – смятие пластин телом болта, сдавливание детали под шайбой и др. Для решения этой проблемы можно использовать объёмные элементы, но это существенно усложнит схему и увеличит время расчёта.

– **Оценка усилий и напряжений.** При моделировании сварных швов объединением перемещений оценка их прочности становится невозможной. Хотя именно в них зачастую развиваются пластические деформации. Если сварные швы задавать объёмными элементами, то для оценки несущей способности шва придётся анализировать большое количество данных – величины нормальных и касательных напряжений в каждом конечном элементе.

– **Учёт конструктивной нелинейности и локальных эффектов.** При большом количестве соприкасающихся поверхностей моделирование контактов становится сложной задачей. Для этого требуется задавать специальные конечные элементы, работающие только на сжатие. Это справедливо также и для зон контакта шайбы и пластины в составе болтового соединения.

Способ решения всех этих вопросов прямым образом сказывается на корректности результатов. Используемые модели должны отражать реальное поведение составных частей узла. В российских нормах отсутствуют чёткие рекомендации по использованию моделей, назначению жесткостей элементов и предельного уровня пластических деформаций в узле. В этом случае приходится руководствоваться общими положениями механики. Для получения достоверных и надёжных результатов необходимо проводить верификацию и валидацию расчётных моделей путём сопоставления с результатами натурных испытаний [6].

1.3 Метод конечных элементов

Метод конечных элементов (МКЭ) позволяет приближенно численно решать широкий спектр физических проблем, которые математически формулируются в виде системы дифференциальных уравнений или в вариационной постановке. Этот метод можно использовать для анализа напряженно деформированного состояния конструкций, для термического анализа, для решения гидрогазодинамических задач и задач электродинамики.

Историческими предшественниками МКЭ были различные методы строительной механики и механики деформируемого твердого тела, использующие дискретизацию, в частности, метод сил и метод перемещений [14].

1.3.1 Основные понятия МКЭ

Исходным объектом для применения МКЭ является материальное тело (в общем случае – область, занимаемая сплошной средой или полем), которое дискретизируется на части – конечные элементы (КЭ) (рисунок 1.3). В результате дискретизации создается сетка из границ элементов. Точки пересечения этих границ образуют узлы. На границах и внутри элементов могут быть созданы дополнительные узловые точки. Ансамбль из всех конечных элементов и узлов является основной конечно-элементной моделью деформируемого тела. Дискретная модель должна максимально полно покрывать область исследуемого объекта [55].

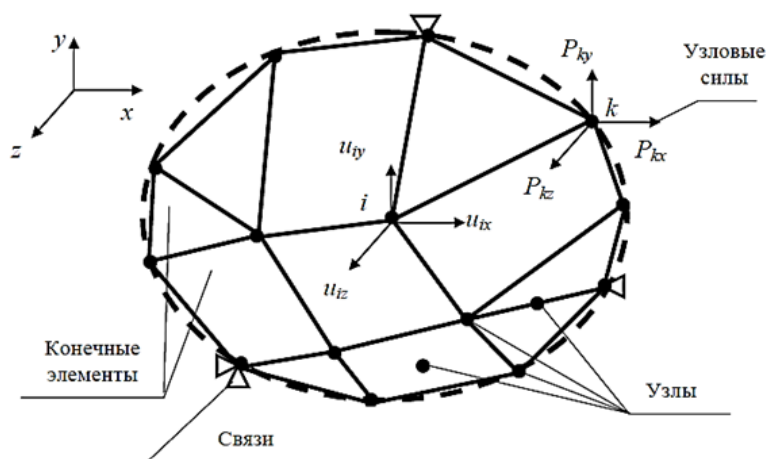


Рисунок 1.3 – Дискретизация материального тела на конечные элементы [14].

Выбор типа, формы и размера конечного элемента зависит от формы тела и вида напряженно-деформированного состояния. Стержневой КЭ принимается для моделирования одноосного напряженного состояния при растяжении (сжатии), а также в задачах о кручении и изгибе. Плоский двумерный КЭ в виде, например, треугольной или четырехугольной пластины используется для моделирования плоского напряженного или плоского деформированного состояния. Объемный трехмерный КЭ в виде, например, тетраэдра, шестигранника или призмы служит для анализа объемного напряженного состояния. КЭ в форме кольца применяется в случае осесимметричного напряженного состояния. Для расчета изгиба пластины берется соответствующий плоский КЭ, а для расчета оболочки используется оболочный КЭ или также изгибаемый плоский элемент. В тех зонах деформируемого тела, где ожидаются большие градиенты напряжений, нужно применять более мелкие КЭ или элементы большего порядка.

Конечные элементы наделяются различными свойствами, которые задаются с помощью констант и опций. Например, для стержневого ферменного КЭ указывается площадь поперечного сечения. Для плоских негибких КЭ может указываться толщина и задаваться вид напряженного состояния: плоское напряженное, плоское деформированное или осесимметричное. Для плоских гибких и оболочечных КЭ должна задаваться толщина.

Все элементы и узлы нумеруются. Нумерация узлов бывает общей (глобальной) для всей конечно-элементной модели и местной (локальной) внутри элементов. Нумерацию элементов и общую нумерацию узлов желательно производить так, чтобы трудоемкость вычислений была наименьшей. Существуют алгоритмы оптимизации этой нумерации. Должны быть определены массивы связей между номерами элементов и общими номерами узлов, а также местными и общими номерами узлов [55].

Для расчета полей различных физических величин с помощью МКЭ в рассматриваемой области необходимо определить материалы элементов и

задать их свойства. В задачах деформирования, прежде всего, нужно указать упругие свойства – модуль упругости и коэффициент Пуассона.

Состояние тела характеризуется конечным числом независимых параметров, определенных в узлах конечно-элементной сетки. Такие параметры называются степенями свободы. В деформационных задачах в качестве степеней свободы применяются перемещения узлов, среди компонентов которых могут быть и угловые перемещения.

Координаты узлов, перемещения узлов и произвольных точек элементов, силы и другие объекты могут определяться в различных системах отсчета (системы координат). В алгоритме МКЭ используется общая (глобальная) система координат, привязанная ко всей конечно-элементной модели (рисунок 1.3) и местные (локальные) системы координат, связанные с конкретными конечными элементами, в силу чего их называют элементными системами отсчета. Переход от одной системы отсчета к другой производится с помощью матриц преобразования.

В деформационной задаче число степеней свободы одного узла зависит от типа задачи и от системы отсчета. На рисунке 1.3 показан узел i , имеющий в общей системе координат x, y, z три степени свободы, составляющие узловой вектор степеней свободы (перемещение). В общей системе координат этот вектор может быть записан в виде:

$$U_i = \{U_i\} = \begin{Bmatrix} u_{ix} \\ u_{iy} \\ u_{iz} \end{Bmatrix}. \quad (1.1)$$

Если узел i имеет n_i степеней свободы, а конечный элемент включает n_e узлов, то число степеней свободы одного элемента равно $n_e \times n_i$. Число степеней свободы всей модели, имеющей n однотипных узлов равно $N = n \times n_i$. Набор всех степеней свободы модели составляет общий (глобальный) вектор степеней свободы (то есть узловых перемещений модели), в котором нумерация степеней свободы может быть общей (глобальной) или по номерам узлов с добавлением индекса узловой степени свободы.

$$\{U\} = \begin{Bmatrix} u_1 \\ \dots \\ u_q \\ \dots \\ u_N \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} U_1 \\ \dots \\ U_i \\ \dots \\ U_N \end{Bmatrix}, \quad (1.2)$$

где $\{U_i\}$ – подматрица, составленная из всех n_i компонентов перемещения узла i . В частности, для трехмерной задачи при использовании общей декартовой систем координат x, y, z эта подматрица является вектором перемещений узла (1). Переход от узловой нумерации к общей очевиден. Например, для рассмотренного выше случая трех степеней свободы в узле формулы преобразования примет следующий вид: $u_{ix} = u_{3i-2}, u_{iy} = u_{3i-1}, u_{iz} = u_{3i}$ [14, 15].

1.4 ANSYS Workbench

Программа ANSYS, как и многие CAE-продукты, для математического моделирования различных физических процессов использует метод конечных элементов. Этот метод сочетает в себе универсальность алгоритмов решения различных краевых задач с эффективностью компьютерной реализации вычислений.

Программный комплекс ANSYS с помощью МКЭ решает стационарные и нестационарные, линейные и нелинейные задачи из таких областей физики, как механика твердого деформируемого тела, механика жидкости и газа, теплопередача, электродинамика. Для решения задач деформирования конструкций МКЭ применяется в варианте метода перемещений.

Расчеты могут производиться в пакетном (*Batch*) или интерактивном (*Interactive*) режимах. Пакетный режим удобен для решения сложных задач, алгоритм которых содержит циклы, переходы, структуры «если – то» и пр.

Интерактивный режим работы реализуется или с помощью графического интерфейса пользователя (*GUI*) классического ANSYS, или на платформе продукта *Workbench*. Эти оболочки состоят из командных меню и окон. Каждая вводимая через меню команда при интерактивном

моделировании сразу же выполняется, а результат или сообщение о нем выводится в соответствующие окна.

Решение МКЭ поставленной краевой задачи осуществляется программой *ANSYS* в три этапа соответственно логике метода. На первом этапе (препроцессинге) создается основа конечно-элементной модели исследуемого объекта. Этот этап включает в себя нижеперечисленные процедуры:

1. Устанавливается физический тип задачи (механика деформированного твердого тела, теплопередача, гидродинамика и т.д.), производится соответствующая настройка программы;

2. Выбирается тип конечного элемента в зависимости от размерности объекта и других его свойств;

3. Выбирается материал объекта и указывается все его необходимые свойства. Свойства могут быть заданы с клавиатуры или импортированы из библиотеки материалов *ANSYS*. Задание свойств определяет модель материала (линейно-упругий, упруго-пластичный, билинейный и т.д.), что влияет на выбор определяющих уравнений МКЭ;

4. Строится геометрическая твердотельная модель объекта. В классическом *ANSYS* для этого используется программный модуль *PREP7*. В *Workbench* используется модуль *Design Modeler*. Геометрическая модель может быть экспортирована из различных *CAD*-пакетов;

5. Геометрическая модель разбивается на конечные элементы. При разбивке могут быть заданы различные параметры сетки;

6. В случае контактной задачи устанавливаются контактные пары, определяется модель контакта и ее характеристики.

Второй этап – наложение на модель необходимых фактических условий и решение задачи – состоит из трех основных шагов:

1. Задаются граничные условия – силы, перемещения (связи) и пр.;
2. Выбирается тип анализа (статический, динамический, модальный и т.д.). Возможен выбор метода решения системы уравнений МКЭ и задание

параметров вычислительных процедур (числа шагов нагружения, числа итераций и др.);

3. Осуществляется решение системы уравнений, полученной методом МКЭ. В результате решения формируется файл результатов, который содержит вектор найденных степеней свободы (узловых перемещений, узловых температур и т.д.).

Третий этап (постпроцессинг) – анализ результатов расчета. Рассчитанные МКЭ физические величины (перемещения, деформаций, напряжения, температуры и др.) представляются в графическом окне *ANSYS* в виде картинок, таблиц, графиков, анимаций. Все эти результаты можно записать в соответствующие файлы.

При выполнении рассмотренных выше этапов решения задачи *ANSYS* создает в памяти компьютера базу данных, содержащую полную информацию о модели. Эту базу данных можно сохранить в бинарном файле и использовать для продолжения анализа [15, 54].

1.5 Компас *APM FEM*

Система *APM FEM* представляет собой интегрированный в КОМПАС-3D инструмент для подготовки и последующего конечно-элементного анализа трехмерной твердотельной модели (детали или сборки).

Подготовка геометрической 3D-модели и задание материала осуществляется средствами системы КОМПАС-3D. С помощью *APM FEM* можно описать условия функционирования исследуемых узлов при выполнении расчетов. Для этого *APM FEM* предлагает возможность задать ряд нагрузок, действие которых может быть направлено на отдельные ребра конструкции, плоскости или поверхности, а также инерционные нагрузки, действие которых направлено на весь узел в целом. Среди видов инерционных нагрузок – линейное ускорение, угловая скорость и угловое ускорение, которые позволяют учесть линейное либо круговое перемещение исследуемой детали (узла, конструкции) в процессе эксплуатации [58, 59].

Прочностной анализ модуля *APM FEM* позволяет решать линейные задачи:

- напряженно-деформированного состояния (статический расчет);
- устойчивости;
- топологическую оптимизацию;
- статической прочности сборок;
- термоупругости;
- стационарной теплопроводности.

Динамический анализ позволяет:

– определять частоты и формы собственных колебаний, в том числе для моделей с предварительным нагружением.

Результатами расчетов являются:

- распределение эквивалентных напряжений и их составляющих, а также главных напряжений;
- распределение линейных, угловых и суммарных перемещений;
- распределение деформаций по элементам модели;
- распределение коэффициентов запаса и числа циклов по критерию усталостной прочности;
- распределение коэффициентов запаса по критериям текучести и прочности;
- распределение температурных полей и термонапряжений;
- координаты центра тяжести, вес, объем, длина, площадь поверхности, моменты инерции модели, а также моменты инерции, статические моменты и площади поперечных сечений;
- реакции в опорах конструкции, а также суммарные реакции, приведенные к центру тяжести модели;
- коэффициенты запаса устойчивости конструкции;
- частоты и формы собственных колебаний конструкции.

Процедуры расчета в программном комплексе *APM FEM* построены на базе метода конечных элементов, поэтому в расчетных моделях могут быть учтены практически все особенности конструкций и условий их эксплуатации.

Условия функционирования конструкции реализуются посредством следующих различных типов нагрузок и закреплений:

- равномерно распределенное давление к поверхностям трехмерной модели – давление действует по нормали к поверхности и может быть задано как в Н/мм^2 (МПа), так и в виде величины силы (Н);

- равномерно распределенная сила по грани или ребру, заданная в проекциях X, Y, Z силы (H) в глобальной системе координат;

- распределенная сила по длине задается равномерно по ребру также в проекциях X, Y, Z глобальной системы координат, но, в отличие от предыдущей нагрузки, в размерности Н/мм ;

- удельная сила по площади задается в Н/мм^2 в проекциях X, Y, Z глобальной системы координат;

- нагрузки, действующие на всю конструкцию в целом, – линейное и угловое ускорение;

- нагрузки в виде равномерно распределенной температуры к ребру, поверхности и узлу;

- закрепление ребер или граней 3D-модели по направлениям осей глобальной системы координат;

- используя инструмент «закрепление», можно приложить такой специфический вид нагрузки, как смещение выбранных ребер или граней на заданную величину.

Для корректного расчета сборок предусмотрен автоматический поиск совпадающих граней. Для совпадающих граней возможно задание степеней свободы, по которым осуществляются контакты.

Для создания конечно-элементного представления объекта в *APM FEM* предусмотрена функция генерации КЭ-сетки, при вызове которой происходит соответствующее разбиение объекта с заданным шагом.

В качестве конечных элементов используются тетраэдры. Генерация КЭ-сетки осуществляется в автоматическом режиме с применением таких параметров, как максимальная длина стороны элемента, максимальный коэффициент сгущения на поверхности и коэффициент разрежения в объеме.

Одним из наиболее важных этапов создания сетки является правильный выбор размера тетраэдра – максимальной длины стороны элемента. Практически длина стороны элемента должна быть примерно в 2-4 раза меньше толщины самой тонкой детали в сборке.

Если созданная расчетная модель имеет сложные неравномерные геометрические переходы, то может быть проведено так называемое адаптивное разбиение. Для того чтобы результат процесса был более качественным, генератор КЭ-сетки автоматически (с учетом заданного пользователем максимального коэффициента сгущения) варьирует величину шага разбиения.

Максимальный коэффициент сгущения на поверхности – величина, характеризующая, во сколько раз при адаптивной разбивке будут уменьшены размеры конечных элементов, то есть ограничение на минимальную сторону треугольника на поверхности. Коэффициент разрежения в объеме – степень уменьшения стороны тетраэдра при уходе вглубь объема твердотельной модели. Чем он меньше, тем более одинаковыми становятся слои конечных элементов. Использование данных параметров позволяет сетке «адаптироваться» к сложной твердотельной модели в автоматическом режиме [58, 59].

Для выполнения прочностного расчета для материала детали должны быть заданы следующие свойства:

- предел текучести, (МПа);
- модуль упругости нормальный, (МПа);
- коэффициент Пуассона, (б/р);
- плотность, (кг/м³);
- температурный коэффициент линейного расширения, (°C⁻¹);

- теплопроводность, (Вт/(м^{°C}));
- предел прочности при сжатии, (МПа);
- предел выносливости при растяжении, (МПа);
- предел выносливости при кручении, (МПа).

Условно, все детали, входящие в сборку КОМПАС- 3D можно разделить на две группы. К первой группе относятся детали, которые необходимо рассчитать на прочность, используя КЭ анализ. Ко второй группе относятся конструктивные элементы и детали, которые необходимо исключить из расчета.

К конструктивным элементам, которые необходимо исключить из расчета, относятся фаски, канавки, небольшие отверстия и другие объекты, которые не оказывают значительного влияния на прочность, однако для их корректного описания потребуется значительное уменьшение размеров конечных элементов.

При генерации КЭ сетки сборки каждая деталь помещается в отдельный слой. Это позволяет просматривать результаты расчета только для одной или нескольких деталей, включая-выключая отдельные слои [58, 59].

1.6 SolidWorks

Система автоматизированного проектирования *SolidWorks* (*SolidWorks Corp.*, США) создана для использования на персональном компьютере в операционной среде *Microsoft Windows*. Программа предназначена для создания моделей и проведения детального инженерного анализа изделий.

SolidWorks обеспечивает комплексный подход к проектированию с применением методов гибридного параметрического моделирования и специализированных моделей. Поддерживает *CALS*-технологии, помогает формировать интерактивную документацию, поддерживает более 200 форматов.

Основные возможности приложения:

- точный инженерный расчет проекта;
- проведение анализа технологичности изделий;

- обеспечение документооборота;
- взаимодействие с *Excel*, *Word* и др. приложениями;
- создание реалистичной среды для испытания моделей;
- использование библиотек штриховок, материалов и текстур.

В *SolidWorks* используется принцип трехмерного твердотельного и поверхностного параметрического проектирования, что позволяет конструктору создавать объемные детали и компоновать сборки в виде трехмерных моделей, по которым создаются двухмерные чертежи и спецификации в соответствии с требованиями ЕСКД.

Трехмерная деталь *SolidWorks* получается в результате комбинации трехмерных примитивов. Большинство элементов основаны на плоском эскизе, по которому создается базовый трехмерный объект. Последовательное наращивание 3D объектов и позволяет в итоге получить желаемый результат.

Программа позволяет решать прикладные задачи, обеспечивает проверку функциональности проектируемых объектов с применением компьютерных моделей, без создания физических прототипов. Дает возможность проводить испытания в условиях, приближенных к реальным, с учетом рабочей температуры деталей и других параметров. Система анализирует конструктивные свойства объектов, оценивает возможности оптимизации производственных, эксплуатационных и ремонтных затрат [2, 3].

Преимущества системы проектирования:

- русифицированный интерфейс;
- поддержка ЕСКД и ГОСТ;
- наличие встроенных библиотек;
- взаимодействие со сторонними системами
- открытие документов *Excel* и *Word*;
- ведение точных инженерных расчетов;
- настройка физических свойств твердого тела;
- специализированный модуль для работы с массивами;

- экспорт/импорт форматов *dwg*, *dxf* из других программ;
- использование библиотек стандартных материалов, текстур и штриховок;
- наличие интегрированного комплекса автоматизации САПР.

Программа содержит библиотеки и прикладные модули, обеспечивает решение ряда специфических задач. Способствует экономии финансовых и временных ресурсов, позволяет устранять ошибки на этапе создания проекта.

Семейство расчётных модулей *SolidWorks Simulation* выполняет прочностные статические и динамические исследования (линейные и нелинейные) на основе метода конечных элементов (МКЭ) [2, 3].

1.7 *IDEA StatiCa Connection* и компонентный метод конечных элементов

1.7.1 Компонентный метод конечных элементов

В зарубежной практике расчёта соединений стальных конструкций широкое распространение получил компонентный метод (далее КМ). Суть его заключается в том, что узел рассматривается как совокупность связанных друг с другом элементов – компонентов. Для заданного узла по определённым правилам строится расчётная модель, состоящая из упругих связей и стержневых элементов, воспринимающих продольные, поперечные, изгибные и крутильные деформации. На рисунке 1.4 каждому компоненту (стержню или пружине) соответствует своя цифра:

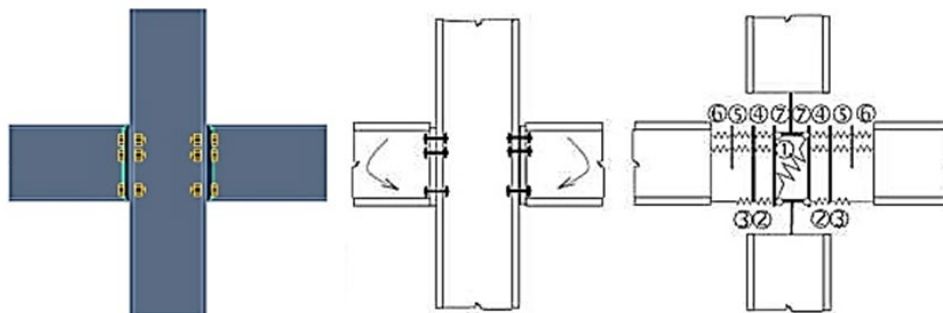


Рисунок 1.4 – Компонентная модель узла: 1 – стенка колонны, работающая на срез; 2 – стенка колонны, работающая на сжатие; 3 – полка и стенка балки, работающие на сжатие; 4 – полка колонны, работающая на изгиб; 5 – болты, воспринимающие растяжение; 6 – фланец, воспринимающий изгиб; 7 – стенка колонны, работающая на растяжение.

В результате расчёта в каждом компоненте находятся усилия и напряжения, которые в дальнейшем могут быть использованы для необходимых проверок узла (на прочность, устойчивость и др.) в соответствии с требуемыми нормами проектирования.

Компонентный метод используется в качестве основного в европейских нормативных документах (*EN 1993-1-8-2009* [65]). Он значительно упрощает процесс расчёта типовых узлов – для них может использоваться единая компонентная модель, элементы которой будут иметь различные физико-механические характеристики, но одинаковое взаимное расположение. При небольших изменениях топологии узла его компонентную модель также придётся менять. Этот факт является основным недостатком этого метода – он имеет существенные ограничения при расчёте узлов произвольной формы.

Этого недостатка лишён метод конечных элементов, позволяющий решать практически любые задачи, с которыми сталкиваются инженеры. Если КМ дополнить МКЭ, это позволит моделировать узлы, не ограниченные стандартными шаблонами, а жёсткость отдельных компонентов будет вычисляться автоматически исходя из их геометрических и механических свойств. Эта идея принадлежит профессору Франтишеку Уайльду, заведующему кафедрой стальных и деревянных конструкций Чешского технического университета в Праге.

Изначально данная методика разрабатывалась кафедрой стальных и деревянных конструкций факультета Гражданского строительства Чешского технического университета в Праге и факультетом металлических и деревянных конструкций Технологического университета в Брно в рамках гранта на научно-исследовательскую работу. Для расчёта узлов требовался подход, сочетающий в себе базовые положения КМ и универсальность МКЭ. Позднее он получил название компонентного метода конечных элементов – КМКЭ (в оригинале – *Component Based Finite Element Method, CBFEM*).

Модель узла в КМКЭ обладает следующими преимуществами:

– Универсальность. КМКЭ подходит для большинства соединений различной конфигурации – опорных и рамных узлов, узлов покрытия и других узлов, распространённых в инженерной практике;

– Удобство и быстрота работы с моделью. Результаты привычных расчётов можно получить за меньшее время по сравнению с другими подходами;

– Наглядность. КМКЭ модель даёт современному инженеру достаточное количество информации о поведении узла, его напряжённо-деформированном состоянии и коэффициентах использования отдельных компонентов, а также результатах общих проверок.

Немного позднее разработками университета заинтересовалась компания *IDEA StatiCa*, и КМКЭ был заложен в основу нового программного обеспечения *IDEA StatiCa*, предназначенного для расчёта и проверки по нормам узлов стальных конструкций.

1.7.2 Программа *IDEA StatiCa* – инструмент на основе КМКЭ

Основной целью при разработке КМКЭ являлось получение модели узла, максимально приближенной к реальности. Одновременно с этим модель должна быть простой с точки зрения оценки результатов.

Ниже приводится краткое описание моделей пластин, болтов и сварных швов, используемых в *IDEA StatiCa*.

– Модель материала. Для описания поведения материала, как правило, используются следующие модели: упруго-идеально-пластическая, идеально-упругая с упрочнением и истинная зависимость напряжений от деформации. В *IDEA StatiCa* для стали используется диаграмма Прандтля с небольшим наклоном вверх ветви, отвечающей за текучесть (показана серым цветом на рисунке 1.5). Критерий наступления предельного состояния связывается с достижением главной продольной деформации максимальной величины.

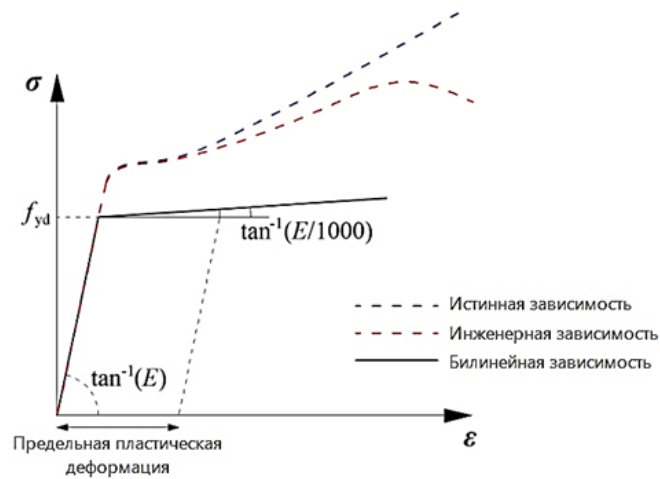


Рисунок 1.5 – Диаграмма работы стали.

– Пластины и элементы. Сетка конечных элементов. Стенки и полки элементов, рёбра жёсткости, вуты и т. д. моделируются трёх- и четырёхузловыми конечными элементами оболочек с 6 степенями свободы в каждом узле (3 поступательных и 3 вращательных). Каждый элемент имеет 5 точек интегрирования по толщине, в каждой из которых в результате расчёта определяются нормальные и касательные напряжения и отслеживается момент наступления текучести. Генерация сетки конечных элементов отдельно взятой пластины не зависит от других пластин. На конфигурацию сетки КЭ влияет расположение болтов, отверстий и вырезов. Разбивка происходит автоматически по заданным параметрам – максимальному и минимальному размеру КЭ (по умолчанию 50 мм и 10 мм соответственно).

– Сварные швы. Для моделирования сварных швов используются специальные упругопластические объёмные элементы, учитывающие положение шва, его ориентацию и размеры. Момент наступления текучести отслеживается по величинам напряжений в сечении сварного шва (в объёмном КЭ сварки). Такая модель показывает истинные значения напряжений, которые напрямую используются для проверок (рисунок 1.6).



Рисунок 1.6 – Модель сварного шва в *IDEA StatiCa*.

Конфигурация сварных швов может быть различной – они могут быть выполнены непрерывными, частичными и прерывистыми (рисунок 1.7).

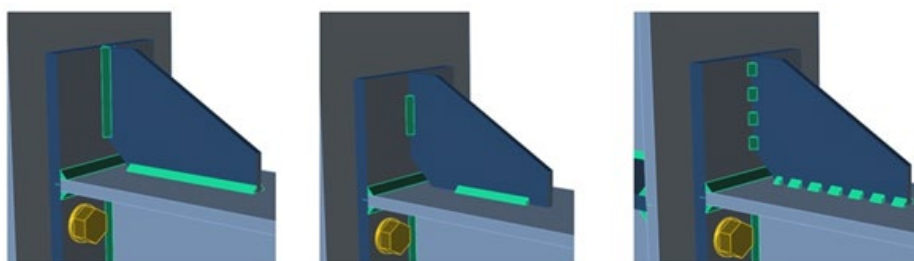


Рисунок 1.7 – Виды сварных швов. Слева направо: непрерывные, частичные и прерывистые.

– Обычные болты. Болты моделируются нелинейными упругими связями, воспринимающими растяжение и срез. В окрестностях отверстия от болта на пластину передаются только сжимающие усилия. Это осуществляется при помощи специальных интерполяционных вставок между узлами тела болта и узлами краёв отверстий. Отверстия под болты по умолчанию назначаются круглыми, но могут быть и овальными – в этом случае болты могут свободно смещаться вдоль длинной стороны, не воспринимая поперечных усилий в этом направлении. После выполнения расчёта в каждом болте отображаются растягивающие и срезающие усилия.

– Болты с предварительным натяжением. Поведение таких болтов при растяжении аналогично обычным болтам с учётом усилия затяжки. Сдвигающее усилие в соединениях с преднапряжёнными болтами воспринимается не смятием пластин, а трением между ними (болто-контактом). В *IDEA StatiCa* выполняется проверка фрикционных соединений

на восприятие сдвигающего усилия болтоконтактом. Если наблюдается проскальзывание, преднапряжённые болты не проходят проверку по деформациям.

С помощью *IDEA StatiCa* можно выполнить расчёт узла в следующих режимах:

1. Определение НДС узла. После выполнения этого расчёта *IDEA StatiCa* выводит изополя напряжений во всех пластинах, усилия во всех болтах и коэффициенты использования отдельных компонентов (болтов, анкеров, сварных швов) по заданным нормам проектирования.

2. Расчёт узла на устойчивость. В ходе этого расчёта вычисляется критическая нагрузка – выводятся коэффициенты запаса устойчивости по первым шести формам.

Данный расчет базируется на методике, приведенной в главе 8 *EN 1993-1-5* и в приложении *B* к *EN 1993-1-6* [62, 64].

Коэффициент запаса устойчивости можно получить следующим образом:

$$\alpha_{cr} = \frac{\alpha_{ult,k}}{\bar{\lambda}_p^2}, \quad (1.4)$$

где $\alpha_{ult,k}$ – коэффициент нагрузки, определяется автоматически программным комплексом путем достижения предела пластической деформации без учета геометрической нелинейности; $\bar{\lambda}_p$ – предельная гибкость безразмерной пластины исследуемого режима потери устойчивости. Приведена в Приложении *B* к *EN 1993-1-5* [62].

Следует отметить, что потеря устойчивости сложного узла необязательно будет происходить по первой форме с минимальным коэффициентом запаса устойчивости, но и при других формах с большим коэффициентом запаса, так как расположение областей потери устойчивости для разных форм может быть различным.

Согласно *EN 1993-1-1:2005 Cl. 5.2.1* [63], минимальное предельное значение коэффициента запаса устойчивости при пластическом анализе и по

верификационным расчетам для различных диафрагм и стенок, которые не являются несущими элементами узла, должно быть не менее 3.

3. Расчет жёсткости прикрепления элемента. Этот режим позволяет определить вращательную и продольную жёсткость прикрепления отдельных элементов к узлу. По результатам расчёта можно сделать вывод о том, каким в действительности является узел – жёстким, шарнирным или полужёстким.

4. Расчет узла на предельный момент. Позволяет произвести расчёт с учётом образования пластического шарнира в одном из элементов.

5. Расчет несущей способности узла. В ходе этого расчёта определяется предельная нагрузка, которая может быть воспринята узлом. Критерием являются образование предельной пластической деформации или коэффициенты использования компонентов, превышающие 100 %.

В настоящее время *IDEA StatiCa Connection* является единственным в РФ программным продуктом для автоматизированного расчёта узлов компонентным методом конечных элементов. Программа полностью переведена на русский язык, локализована и имеет сертификат соответствия. Благодаря обширной библиотеке встроенных шаблонов, интуитивно понятному и профессионально проработанному интерфейсу создание, расчёт и проверка узла по нормам занимают всего несколько минут. Наличие прямого взаимодействия с другими *CAD* и *FEA* программами для проектирования и расчётов, такими как *Tekla*, *Advance Steel*, *Revit*, *SAP2000*, *ETABS*, *Robot*, позволяет встроить *IDEA StatiCa* в рабочий *BIM*-процесс. Эта возможность существенно упрощает процесс создания модели узла, его расчёт и проверки по нормам. Это особенно удобно при работе со сложными и нестандартными узлами, количество которых даже в небольших моделях может достигать нескольких десятков. В *IDEA StatiCa* возможно работать с различными нормами проектирования, например, с такими как СП 16.13330.2017, Еврокод, американские, канадские или австралийские нормы [66, 67, 68].

1.8 Пример расчета НДС узла пространственной конструкции

Для проведения сравнительного анализа программных комплексов был выбран сварной монтажный узел, в котором прогоны и связи привариваются к ребру через прокатный равнополочный уголок.

Трехмерная твердотельная модель узла была создана в программном комплексе КОМПАС-3D v18 и путем экспорта и конвертирования подгружена в следующие программный комплексы: Компас *APM FEM*, *ANSYS Workbench*, *SolidWorks*, *IDEA Statica*. Таким образом исключается фактор различия в построении модели в процессе создания геометрии в каждой из программ.

Характеристики материалов, условия контакта поверхностей и граничные условия соответствуют выбранной расчетной схеме. Усилия, возникающие в элементах купола, получены в расчётном комплексе *SCAD* и приложены к модели узла.

Результаты расчета представлены на рисунок 1.8-1.10.

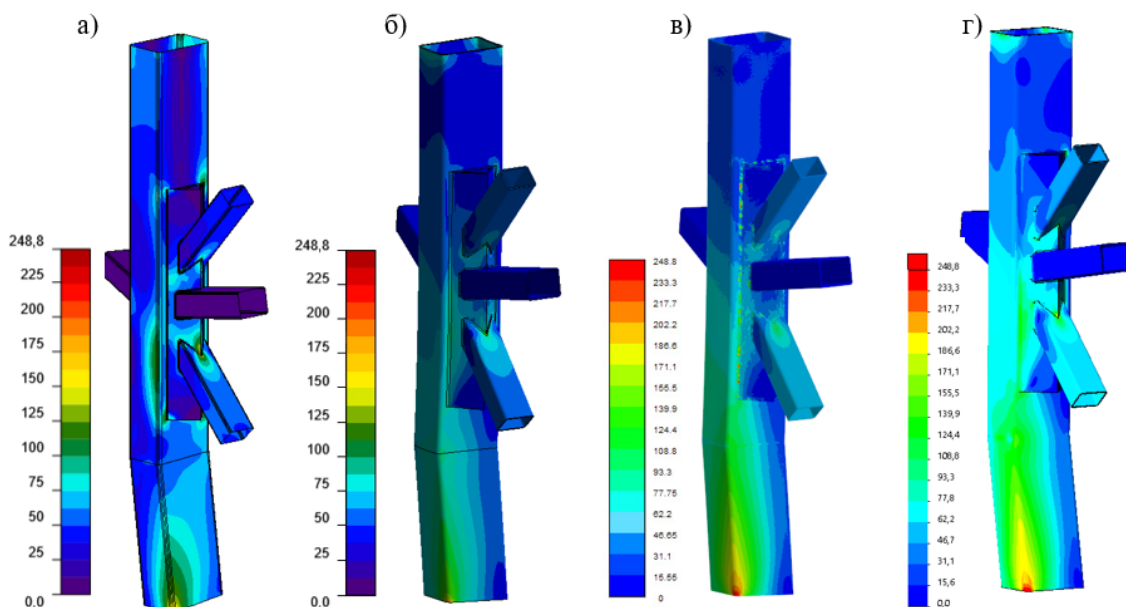


Рисунок 1.8 – Изополя напряжений: а) в *IDEA Statica*; б) *ANSYS Workbench*; в) Компас *APM FEM*; г) *SolidWorks*.

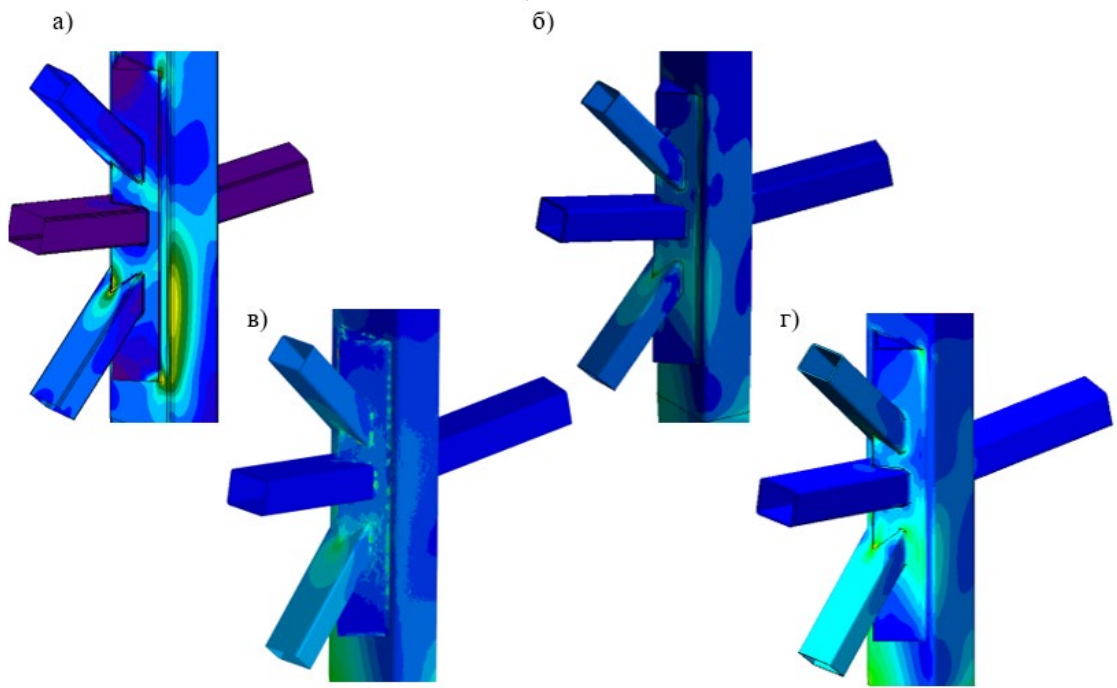


Рисунок 1.9 – Фрагмент узла, вид А: а) в *IDEA Statica*; б) *ANSYS Workbench*; в) Компас АРМ FEM; г) *SolidWorks*.

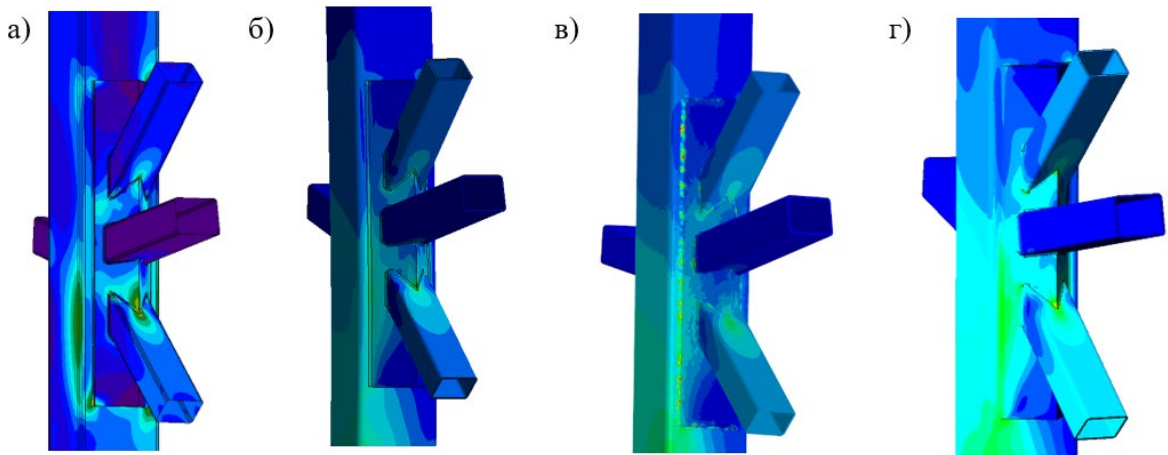


Рисунок 1.10 – Фрагмент узла, вид Б: а) в *IDEA Statica*; б) *ANSYS Workbench*; в) Компас АРМ FEM; г) *SolidWorks*.

Анализируя и сравнивая полученные результаты, можно сделать следующие выводы:

1. Общая картина распределения напряжений заметно отличается;
2. Согласно рисунку 1.8 наибольшая концентрация напряжений наблюдается в месте жесткого закрепления узла; значения напряжений по используемым программам находятся в диапазоне от 242 МПа (для *ANSYS Workbench*) до 258 МПа (для *SolidWorks*);

3. Области в местах крепления связей и прогонов к уголку идентичны по размерам и величинам напряжений от 155,5 МПа (для Компас *APM FEM*) до 171,1 МПа (для *SolidWorks*);

4. Области на поверхности прикрепляемых элементов (овалообразная область) также идентичны по размерам и величинам напряжений, значения напряжений в этих областях лежат в пределах от 139,9 МПа (для Компас *APM FEM*) до 150 МПа (*IDEA Statica*);

5. В результатах Компас *APM FEM* отсутствует область, характеризующая напряжение под уголком в месте крепления растянутой связи;

6. На картине изополей напряжений в Компас *APM FEM* в сварных швах прослеживаются точечные резкие изменения напряжений, что не наблюдается в остальных расчетных программах.

Полученные различия в результатах подтверждают необходимость расчета узловых соединений и конструкций в целом в нескольких программных комплексах. При разработке новых и нестандартных узловых соединений результаты расчета необходимо верифицировать с результатами натуральных испытаний.

Исходя из вышесказанного и отталкиваясь от удобства работы в программе, условий моделирования, скорости расчета и возможности чтения результатов для последующей работы был принят расчетный комплекс *IDEA Statica*.

ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 1

1. Численные исследования моделей в программных комплексах позволяют оценить реальное напряженно-деформированное состояние и использовать расчетную модель в практических целях для создания более совершенных изделий;

2. Для более точного выполнения расчетов и получения объективных результатов инженеру необходимо использовать минимум два независимых расчетных комплекса. Это положение закреплено в таких нормативных

документах, как Федеральный закон РФ от 30 декабря 2009 г. № 384-ФЗ, Постановление от 28 мая 2021 года № 815, ГОСТ 27751-2014 и т.д.;

3. Расчет нестандартных узлов сложно произвести ручным способом, этот процесс всегда требует составления сложной наукоёмкой модели, описывающей ее поведение в составе конструкции. Обычно расчёт выполняется с помощью программно-вычислительных комплексов, реализующих метод конечных элементов в чистом виде. А также при разработке новых и нестандартных узловых соединений результаты расчета необходимо верифицировать с результатами натурных испытаний;

4. Также могут быть сделаны определенные выводы по основным преимуществам каждого из рассмотренных комплексов, а именно:

– *ANSYS* – универсальная и самая мощная программная система конечно-элементного (МКЭ) анализа из исследуемых в работе. Она позволяет решить линейные и нелинейные, стационарные и нестационарные пространственные задачи механики деформируемого твёрдого тела и механики конструкций, задачи механики жидкости и газа, теплопередачи и теплообмена, электродинамики, акустики, а также механики связанных полей. Обладает достаточно сложным нерусифицированным интерфейсом для начинающего пользователя.

– *КОМПАС АРМ FEM* – отечественная система прочностного анализа. Система работает напрямую с геометрической моделью КОМПАС-3D. Интерфейс программы и процесс создания модели прост и понятен начинающему пользователю. Встроенный в программу КОМПАС расчётчик не обладает достаточной точностью при расчётах на прочность и способен решать только достаточно простые задачи. В строительной сфере программа КОМПАС-3D в большей степени используются как программа для моделирования, чем для расчетов.

– *SolidWorks Simulation* – это полнофункциональное решение для инженерных расчетов и анализа изделий, полностью интегрированное в рабочую среду *SolidWorks*. Интерфейс программы русифицирован и схож с

интерфейсом КОМПАС *APM FEM*. Из рассматриваемых в работе *SolidWorks* не самая простая расчетная программа для начинающего пользователя. Программный комплекс предназначен для автоматизации работ промышленного предприятия на этапах конструкторской и технологической подготовки производства и не очень удобен для расчетов прочности строительных конструкций.

– *IDEA Statica* – единственный программный комплекс из сравнимых использующий компонентный метод конечных элементов. Программа предназначена только для расчёта стыков и узлов стальных конструкций. Имеет русифицированный и наиболее простой интерфейс. Создание модели узла и ее расчет занимает минимальное количество времени. *IDEA Statica* дает достаточно точные результаты и обладает удобными инструментами для их визуализации.

ГЛАВА 2. ЧИСЛЕННЫЙ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЙ АНАЛИЗ УЗЛОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ СТАЛЬНЫХ ТРУБ И ГНУТОСВАРНОГО ПРОФИЛЯ (ГСП)

В современной строительной практике [8, 30, 33, 52] центрально-сжатые стержни широко используются в качестве несущих конструкций – колонн, стоек металлических каркасов, а также в виде элементов систем (отдельных сжатых стержней рам, ферм и т.д.). При этом наиболее часто используются стальные трубы круглого и прямоугольного сечения.

При проектировании конструкций для сжатых стальных стержней основным расчетом является расчет на устойчивость, то есть определение критической силы, приводящей к потере устойчивости элемента.

За многолетний опыт проектирования разработаны отечественные [46] и зарубежные [65] нормативные методики, позволяющие произвести расчет несущей способности, а также определить критическую силу, приводящую к потере устойчивости.

Отдельным важным вопросом при проектировании конструкций из стальных труб является анализ напряженно-деформированного состояния узловых соединений для обеспечения надежности и долговечности. Расчет узловых соединений металлических конструкций является не менее важным, чем подбор сечений основных несущих элементов. Современные программно-вычислительные комплексы позволяют исследовать не только стержневые модели самих конструкций, но и пространственные модели их узловых сопряжений.

2.1 Экспериментальная оценка нормативной методики расчета устойчивости центрально-сжатых стержней из стальных труб

Для экспериментального изучения процесса потери устойчивости центрально-сжатых стержней из конструкционной стали марки 09Г2С были изготовлены образцы четырех видов: две трубы длиной 100 мм с сечениями 60x2 мм и 76x3 мм (рисунок 2.1, а, б), две трубы длиной 700 мм с сечениями 60x2 мм и 76x3 мм (рисунок 2.1, в, г). Для определения коэффициентов

устойчивости при центральном сжатии образцы доводились до критического напряжения с помощью прессы П-125 с максимальной сжимающей нагрузкой 1200 кН.

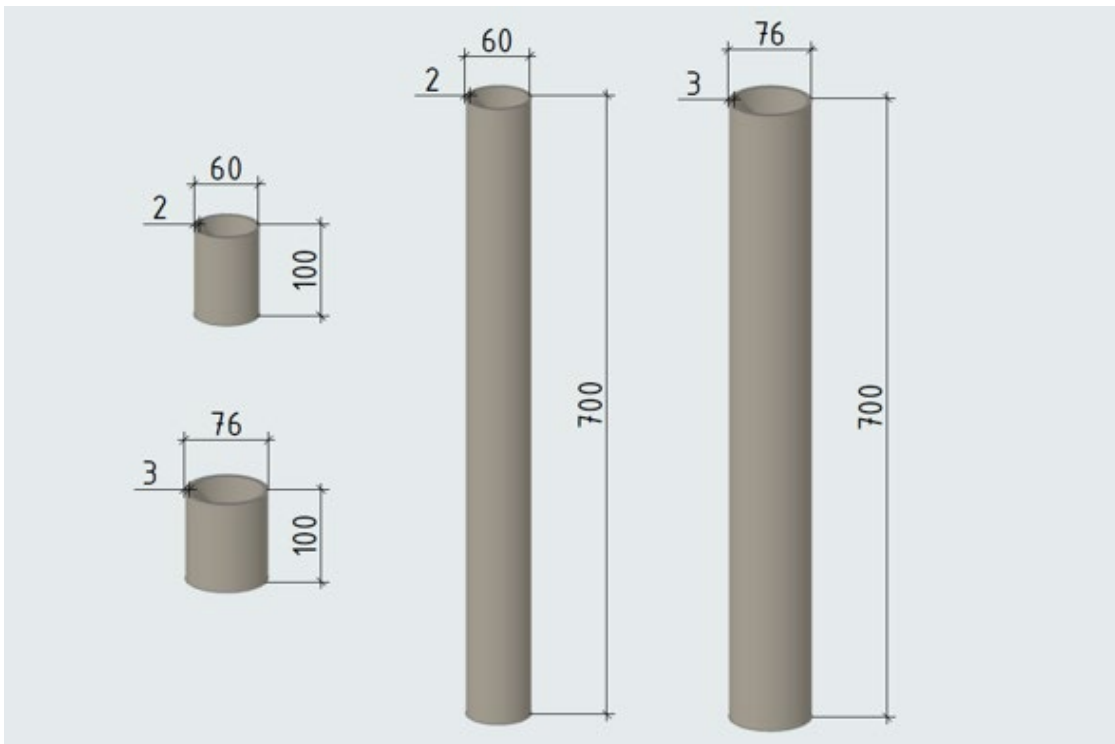
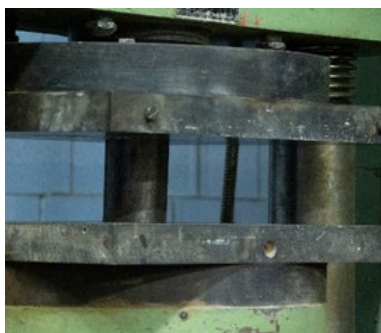
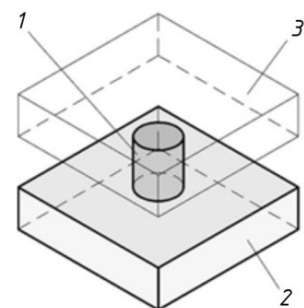


Рисунок 2.1 – Изготовленные стальные образцы.

Образцы длиной 100 мм были испытаны по схеме, представленной на рисунке 2.2, б. Испытания труб длиной 700 мм производились при условии закрепления «шарнир-шарнир», при этом расчетная длина образцов соответствовала расстоянию между центрами шарниров и составляла 770 мм (рисунок 2.3, б).

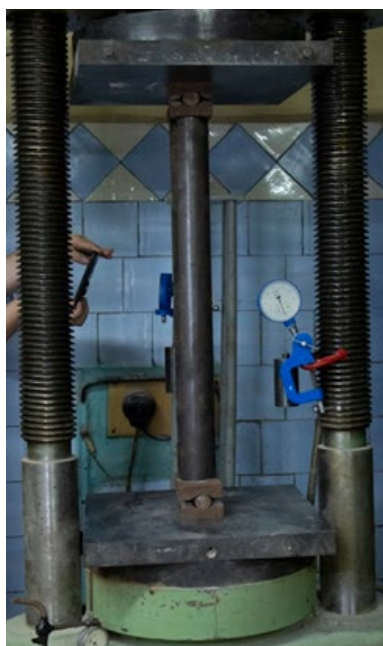


а)

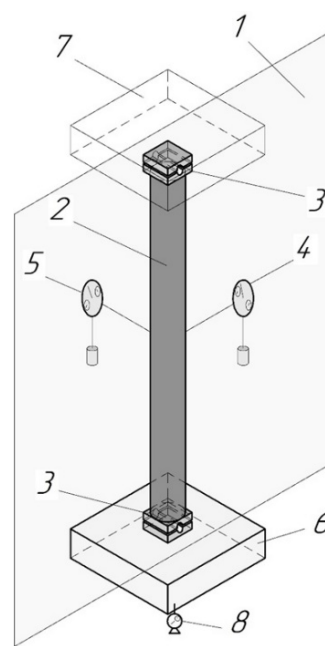


б)

Рисунок 2.2 – Испытания образцов длиной 100 мм сечением 60x2 мм и 76x3 мм: а) общий вид экспериментальной установки; б) принципиальная схема экспериментальной установки: 1 – испытуемый образец; 2 – подвижная загрузающая пластина; 3 – неподвижная загрузающая пластина.



а)



б)

Рисунок 2.3 – Испытания образцов длиной 700 мм сечением 60х2 мм и 76х3 мм: а) общий вид экспериментальной установки; б) принципиальная схема экспериментальной установки: 1 – плоскость потери устойчивости; 2 – испытуемый образец; 3 – цилиндрический опорный шарнир; 4 – прогибомер в плоскости потери устойчивости; 5 – прогибомер из плоскости потери устойчивости; 6 – подвижная загружающая пластина; 7 – неподвижная загружающая пластина; 8 – индикатор для регистрации сближения пластин.

Перед серией испытаний было проведено экспериментальное определение марки стали. Разрушение образца трубы произошло в результате раскрытия шва трубы, максимальная нагрузка составила 313 МПа. При этом нормальные напряжения составили 390 МПа, что соответствует марке 09Г2С с условным пределом текучести 320 МПа.

В серии испытаний коротких и длинных труб о достижении критического напряжения свидетельствовала потеря устойчивости образцов (рисунок 2.4). Процесс потери устойчивости образцов представлен на графиках (рисунки 2.5, 2.6). Экспериментально полученные показания критической силы занесены в таблицу 2.1.

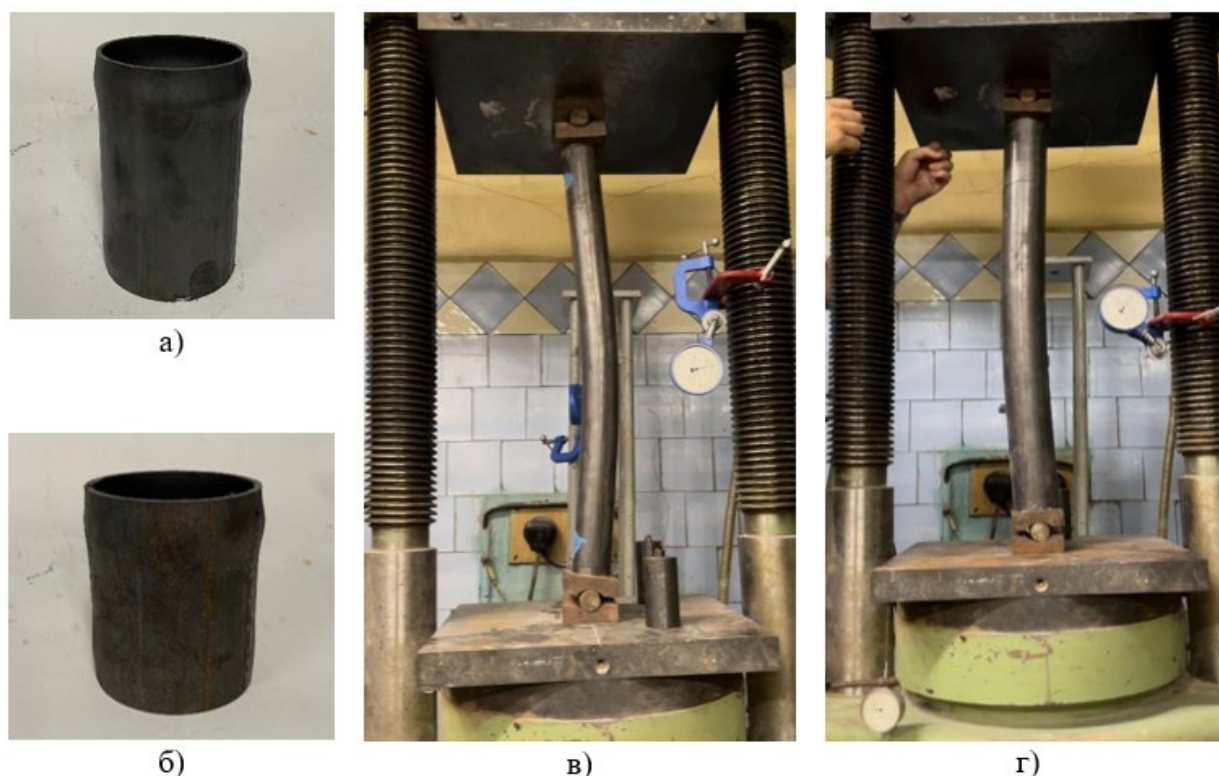


Рисунок 2.4 – Испытания образцов. Результаты достижения потери устойчивости: а) образцы длиной 100 мм сечением 60x2 мм; б) образцы длиной 100 мм сечением 76x3 мм; в) образцы длиной 700 мм сечением 60x2 мм; г) образцы длиной 700 мм сечением 76x3 мм.

Потеря устойчивости произошла при максимальной нагрузке для каждого из образцов соответственно: длиной 100 мм и сечением 60x2 – 119 кН, сечением 76x3 – 220 кН, длиной 700 мм и сечением 60x2 – 103 кН, сечением 76x3 – 205 кН. Также по результатам испытаний двух образцов была подтверждена марка стали: марка соответствовала 09Г2С с условным пределом текучести 320 МПа.

Для дальнейших исследований выполнено сравнение полученных коэффициентов продольного изгиба с теоретическими характеристиками для полой стальной трубы, определенными по нормативным документам [46].

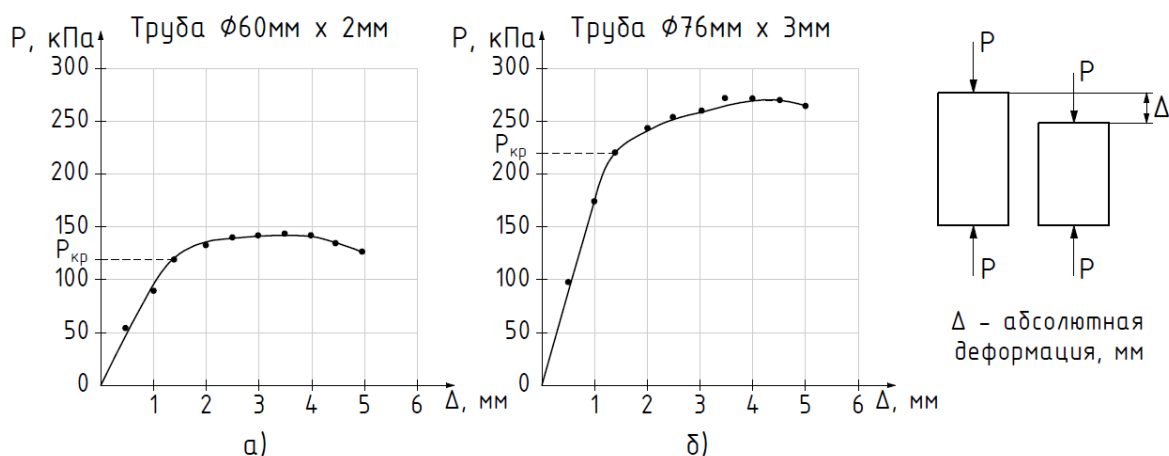


Рисунок 2.5 – Диаграммы продольного деформирования образцов длиной 100 мм: а) образец сечением 60х2 мм; б) образец сечением 76х3 мм.

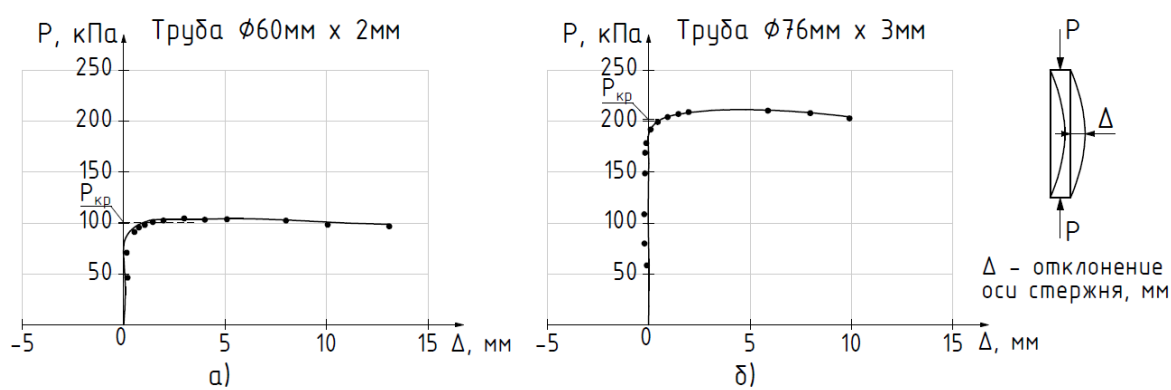


Рисунок 2.6 – Диаграммы потери устойчивости образцов с расчетной длиной 770 мм: а) образец сечением 60х2 мм; б) образец сечением 76х3 мм.

В соответствии с п. 7.1.1 [46] расчет на прочность элементов стальных конструкций сплошного и сквозного сечения с нормативным сопротивлением $R_{yn} \leq 440 \text{ Н/мм}^2$ при центральном сжатии силой N следует выполнять по формуле:

$$\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (2.1)$$

где A_n – площадь сечения нетто всего стержня; R_y – расчетное сопротивление по пределу текучести; γ_c – коэффициент условий работы.

Расчет несущей способности образцов длиной 100 мм, ввиду малой гибкости («короткие стержни»), производится по формуле:

$$N \leq A_n R_y \gamma_c. \quad (2.2)$$

Расчет на устойчивость элементов сплошного сечения при

центральном сжатии силой N , согласно п. 7.1.3 [46], производится по формуле:

$$\frac{N}{\varphi AR_y \gamma_c} \leq 1, \quad (2.3)$$

где φ – коэффициент продольного изгиба; A – площадь сечения брутто.

Таким образом, несущая способность образцов длиной 700 мм может быть найдена по формуле:

$$N \leq \varphi AR_y \gamma_c. \quad (2.4)$$

Коэффициент продольного изгиба, показывающий какую долю составляет критическая сила потери устойчивости от разрушающей нагрузки, может быть получен как отношение:

$$\varphi = \frac{N^{\varphi}_{cr}}{N_{cr}}. \quad (2.5)$$

Результаты расчетов сведены в таблицу 2.1.

Таблица 2.1 – Результаты расчетов несущей способности и коэф. продольного изгиба.

Сечение трубы, мм	Несущая способность				Коэффициент продольного изгиба
	Эксперимент, кН ————— По нормам проектирования, кН	Погреш- ность, %	Эксперимент, кН ————— По нормам проектирования, кН	Погреш- ность, %	Эксперимент ————— По нормам проектирования
	L = 100 мм		L = 770 мм		
60 x 2	$\frac{119}{116,62}$	2,003	$\frac{103}{108,34}$	4,923	$\frac{0,866}{0,929}$
76 x 3	$\frac{220}{220,16}$	0,070	$\frac{205}{209,87}$	2,320	$\frac{0,932}{0,952}$

Произведенный расчет исследуемых характеристик экспериментальным методом и с помощью нормативных формул [46] и их последующее сравнение показали, что расчетное значение отличается от его действительного значения как в большую, так и в меньшую сторону. Это может быть обусловлено тем, что для получения нормативных формул проводятся испытания серии образцов, что говорит об усредненности

полученных результатов. При экспериментальном определении критической силы и коэффициента продольного изгиба, испытание образца под прессом методом продольного сжатия производилось один раз, что говорит о коэффициенте продольного изгиба, полученного для конкретного образца.

Значения несущей способности для коротких и длинных образцов, а также коэффициенты продольного изгиба близки к значениям, рассчитанным согласно нормативным методикам. Возникающая при этом погрешность, не превышающая 5%, является удовлетворительной при проведении технических расчетов.

Безопасность реальной конструкции гарантирована двумя факторами:

1. Запас по нагрузке. В эксперименте определяется фактическая предельная нагрузка, при которой разрушается центрально-сжатый элемент. При определении расчетной нагрузки согласно СП 20.13330 «Нагрузки и воздействия», её нормативное значение (максимальная зафиксированная нагрузка за период наблюдений) умножается на коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f > 1$, что на практике говорит о недостижимости расчетного значения в процессе эксплуатации;

2. Запас по условиям работы. В эксперименте создавались идеальные шарнирные условия по концам стойки, что практически исключено в реальной практике проектирования центрально-сжатых конструкций и их элементов. Например, наиболее приближенные к центрально-сжатым элементы ферм в реальных конструкциях имеют ограниченную угловую податливость узлов, что приводит к уменьшению реальной расчетной длины и к увеличению несущей способности. Как правило, в расчетах это учитывается умножением расчетного сопротивления на коэффициентом условий работы $\gamma_c < 1$, физический смысл которого сводится к нивелированию влияния упрощений и идеализации расчетной схемы. Именно таким упрощением, в частности, и является введение шарниров в узлы стержневых конструкций.

Таким образом, можно сделать вывод, что методики расчета

центрально-сжатых элементов, описанные в современной нормативной документации, согласовываются с данными экспериментов и гарантируют безопасную эксплуатацию строительных конструкций.

2.2 Численные исследования вариантов узлов ребристо-кольцевого купола из круглых и прямоугольных труб

В программном комплексе *SCAD* была создана расчетная стержневая модель купола диаметром 36 м и высотой 8 м. Стержни заданы со всеми прочностно-жесткостными характеристиками. Сбор нагрузок осуществлен согласно СП 20.13330.2016. Выполнен подбор элементов сечений и выбраны два варианта профиля: круглые и прямоугольные трубы (рисунок 2.7).

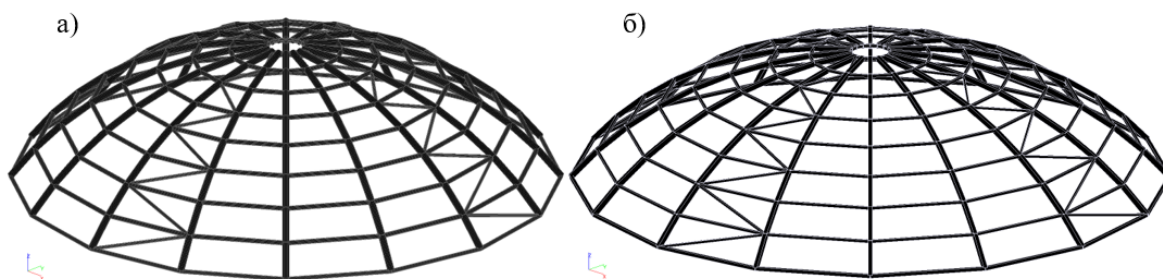


Рисунок 2.7 – Конструкция ребристо-кольцевого купола: а) из круглых труб; б) из гнutosварных труб прямоугольного сечения.

Результатами расчета являются следующие принятые сечения.

Таблица 2.2 – Сечения элементов купола из круглых труб.

Элементы купола	Сечение	ГОСТ
Несущие рёбра купола	Круглая труба Ø377,0x6 мм	32931-2015
Кольца купола	Круглая труба Ø244,5x6 мм	32931-2015
Элементы раскосной решётки	Круглая труба Ø177,8x6 мм	32931-2015
Верхнее опорное кольцо	Круглая труба Ø177,8x4 мм	32931-2015
Нижнее опорное кольцо	Круглая труба Ø219x4 мм	32931-2015

Общая масса конструкции купола из круглых труб – 32,98 т.

Таблица 2.3 – Сечения элементов купола из гнутосварных прямоугольных труб.

Элементы купола	Сечение	ГОСТ
Несущие рёбра купола	Прямоугольная труба 300x200x8 мм	32931-2015
Кольца купола	Прямоугольная труба 160x120x6 мм	32931-2015
Элементы раскосной решётки	Прямоугольная труба 140x100x6 мм	32931-2015
Верхнее опорное кольцо	Прямоугольная труба 160x120x6 мм	32931-2015
Нижнее опорное кольцо	Прямоугольная труба 200x160x6 мм	32931-2015

Общая масса конструкции купола из гнутосварных труб прямоугольного сечения – 30,49 т.

На рисунке 2.8 представлены исследуемые монтажные узлы ребристо-кольцевого купола. К численным моделям узлов приложены усилия, возникающие в элементах купола, полученные в расчётном комплексе SCAD.

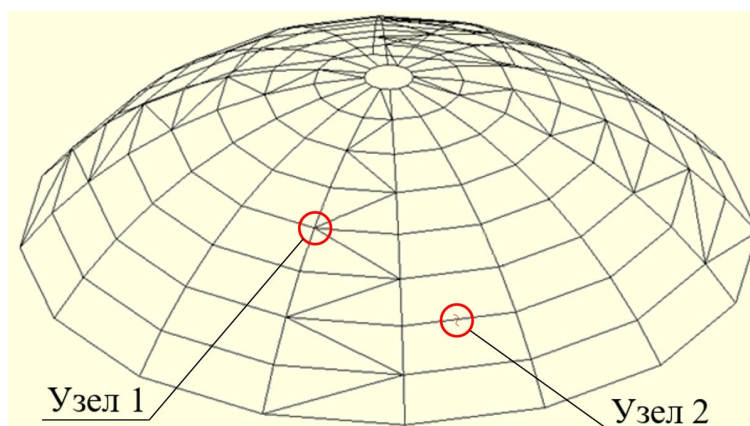


Рисунок 2.8 – Исследуемые узлы ребристо-кольцевого купола.

В исследовании рассматриваются два наиболее характерных и наиболее ответственных узла – Узел 1, в котором к основному несущему ребру присоединяются прогоны и связи, и Узел 2, являющейся узлом соединения ребер двух отправочных марок ребристо-кольцевого купола. Для упрощения сборки купола на строительной площадке Узел 2 принят фланцевым.

2.2.1 Узел 1 из гнутосварных труб прямоугольного сечения

В программном комплексе *IDEA StatiCa* были смоделированы и рассчитаны 6 вариантов конструктивных решений монтажного Узла 1 из гнутосварных труб прямоугольного сечения (рисунок 2.9).

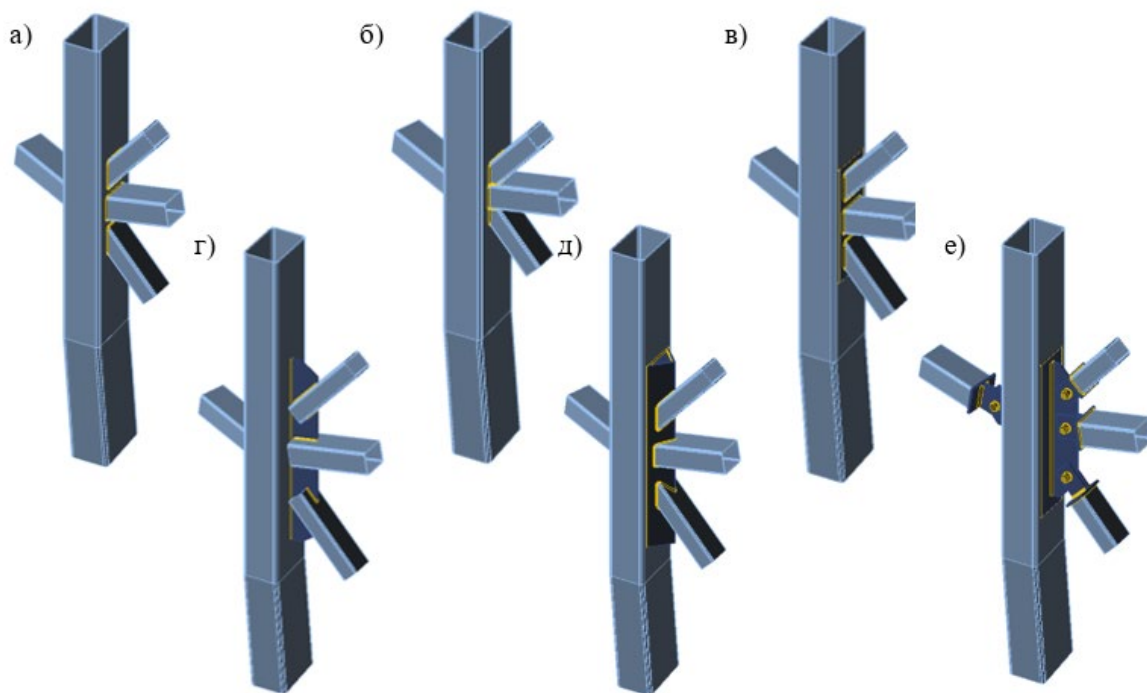


Рисунок 2.9 – Варианты конструкций монтажного узла 1: а) первый вариант – исходный; б) второй вариант – трубы сдвинуты; в) третий вариант – трубы приварены через пластину усиления; г) четвертый вариант – трубы приварены к фасонке; д) пятый вариант – трубы приварены к прокатному равнополочному уголку; е) шестой вариант – болтовое соединение труб.

За исходный первый вариант конструкции был выбран узел, в котором прогоны и связи при помощи сварки соединяются непосредственно с ребром (рисунок 2.9, а). Значительную часть продольных усилий на ребро передают боковые стенки прогонов и связей. Поэтому в месте крепления прогонов к ребру наблюдается заметная неравномерность распределения напряжений. Таким образом, наиболее слабым элементом узла оказывается прогон. При этом несущая способность узла не зависит от знака продольного усилия в прогоне, если нормальные напряжения от него меньше, чем расчетное сопротивление материала. С такой конструкцией несущая способность узла равна 105,6 %.

Увеличить несущую способность узла можно сдвинув связи к прогонам (рисунок 2.9, б). При этом часть поперечной силы в связях будут передаваться на прогон, в меньшей мере вовлекая в работу ребро, которое подвергается лишь незначительному изгибу. Следует отметить, что изготовление такого соединения значительно усложняется в связи с использованием фигурной

резки труб и трудностей в производстве сварных швов из-за чрезмерного нагромождения их на небольшом участке поверхности. Несущая способность узла при втором варианте конструкции – 118,8 %. Данное процентное значение указывает на то, что узел, не разрушаясь, способен выдержать нагрузку на 18,8 % больше, чем приложена к нему изначально.

Также возможным вариантом повышения несущей способности узла является усиление ребра накладкой (рисунок 2.9, в). При возникновении в прогонах/связях растягивающих или сжимающих усилий участки стенок ребра в пяточной зоне включаются в работу с помощью элементов усиления, препятствующих их поперечной деформации. Увеличение жесткости узла происходит за счет равномерного распределения поперечных усилий, воспринимаемых накладкой, по стенкам ребра. Местное увеличение жесткости узла влияет на изгиб стержней, в то время как большое количество сварных швов формирует сложную картину полей остаточных напряжений и приводит к появлению зон с повышенной структурно-механической неоднородностью, что дополнительно ведет к увеличению концентрации напряжений. Третий вариант конструкции узла обладает несущей способностью равной 182,3 %.

В четвертом варианте конструкции узла соединения прогонов и связей с ребром осуществляется через узловую фасонку, не требующую «повышенной точности заготовки» (рисунок 2.9, г). При таком решении оси элементов пересекаются в одной точке на оси ребра, не пересекаясь между собой. Таким образом, линии действия усилий, которые передаются с одного элемента на другой, проходят через фасонку, позволяя увеличить несущую способность и жесткость узла. Ко всему прочему в таких узлах может быть увеличена длина сварных швов. Разрушение происходит в месте контакта торца растягиваемой связи с фасонкой (либо в месте примыкания фасонки к ребру) из-за резкого изменения сечения. Несущая способность четвертого варианта узла - 132,8 %.

В плане разработки эффективного конструктивного решения соединения элементов также предложен пятый вариант конструкции узла, в

котором крепление ребра, связей и прогонов осуществляется на сварке с помощью прокатного равнополочного уголка (рисунок 2.9, д). Количество дополнительных деталей и существенное увеличение длины сварных швов повышает несущую способность, но вместе с этим возрастает металлоемкость и объем наплавляемого металла, что в свою очередь приводит к увеличению трудоемкости в изготовлении. Одним из достоинств предложенного узлового соединения является более свободный доступ к пяточной зоне узла с возможностью выполнения сварочного соединения высокого качества с минимальной трудоемкостью. Несущая способность пятого варианта конструкции узла – 198,7 %.

Альтернативным вариантом к предложенным выше сварным соединениям является болтовое соединение (рисунок 2.9, е). Сборки на болтах наиболее полно отвечают критериям монтажной технологичности стальных конструкций. Основным достоинством таких соединений является, прежде всего, простота устройства, поскольку трудоемкая монтажная сварка, требующая высокой квалификации, заменяется элементарными операциями по постановке болтов. При такой конструкции узла вероятное разрушение произойдет вследствие потери несущей способности болта при действии сдвигающего усилия. Шестой вариант конструкции узла обладает несущей способностью – 129,7 %.

Очевидно, что характер работы узлового соединения зависит от его конструктивного исполнения. На основании выполненного анализа может быть сделан вывод о том, что наиболее надёжным и практичным является пятый вариант конструкции – узел с использованием прокатного равнополочного уголка.

2.2.2 Узел 1 из круглых труб

В программном комплексе *IDEA StatiCa* были смоделированы и рассчитаны 3 варианта конструктивных решений монтажного узла из труб круглого профиля (рисунок 2.10).

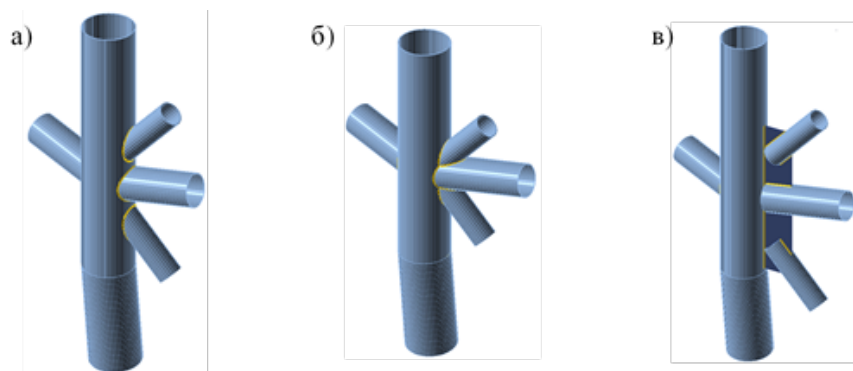


Рисунок 2.10 – Варианты конструкций монтажного узла: а) первый вариант – исходный; б) второй вариант – трубы сдвинуты; в) третий вариант – трубы приварены через фасонку.

Как и в рассмотренном выше Узле 1 из гнутосварных труб прямоугольного сечения за исходный вариант конструкции был принят узел, в котором прогоны и связи привариваются непосредственно к ребру (рисунок 2.10, а). Неравномерность распределения напряжений наблюдается в месте присоединения прогонов и связей к ребру, так как боковые стенки прогонов и связей передают значительную часть продольных усилий на него. Несущая способность первого варианта конструкции узла равна 313,8 %.

Второй вариант конструкции узла со сдвинутыми к прогонам связями дает возможность увеличить несущую способность соединения, поскольку ребро будет меньше вовлечено в работу из-за перераспределения части поперечных сил на прогоны (рисунок 2.10, б). Сложность изготовления такого соединения усложняется наличием фигурной резки труб и нагромождением сварных швов на небольшом участке поверхности. Второй вариант конструкции узла обладает несущей способностью равной 481,0 %.

В третьем варианте конструкции узла прогоны и связи соединены с ребром через фасонку. Элементы узла при таком исполнении не пересекают друг друга, что упрощает процесс сварки (рисунок 2.10, в). При этом линии действия усилий проходят через фасонку и сходятся в одной точке на оси ребра, что позволяет увеличить несущую способность и жесткость узла. В таком соединении длина сварных швов напрямую зависит от размеров фасонки. Увеличив фасонку, можно нарастить длину шва. Наибольшие напряжения в третьем варианте конструкции узла наблюдаются в местах

контакта торца растягиваемой связи с фасонкой. Несущая способность узла равна 235,2 %.

Исходя из полученных результатов, наиболее надежным и практичным является второй вариант конструкции узла со сдвинутыми к прогонам связями. Такое исполнение соединения имеет наибольшую несущую способность, наиболее равномерное распределение напряжений и наибольший коэффициент потери устойчивости.

2.2.3 Узел 2 из круглых труб

В *IDEA StatiCa* были рассчитаны 4 исполнения фланцевых узлов (непрорезной узел без ребер жесткости, прорезной узел без ребер жесткости, непрорезной узел с ребрами жесткости, прорезной узел с ребрами жесткости) при следующих толщинах фланца: 25, 27, 30, 40 мм.

А также рассмотрен характер напряжений в элементах каждого типа исполнения узла при толщине фланца 30 мм (рисунки 2.11-2.18).

Для упрощения расчета материалоемкости длина труб принята 1 м.

1) Непрорезной фланцевый узел без ребер жесткости.

При данном варианте исполнения соединениям максимальные напряжения наблюдаются в сварном шве – 240,2 МПа. В местах сварки тела трубы и фланца наблюдается локальная концентрация напряжений.

Наибольшие напряжения в пластине фланца достигаются в местах контакта с болтами растянутой зоны – 103,7 МПа, что меньше предела текучести стали С345 на 65,2%.

Максимальные напряжения в теле трубы – 202,7 МПа, что меньше предела текучести стали С255 на 18,5%.

Напряжение в сварном шве представлено на рисунок 2.12 и равно 240,2 МПа.

Несущая способность узла с фланцем толщиной 30 мм – 15,9 %.

После численного расчета соединения в *IDEA StatiCa* был проведен анализ зависимостей напряжений в теле трубы, в пластине фланца, в сварном

шве, соединяющем трубу с фланцем, растягивающих усилий в болтах, а также несущей способности и материалоемкости узла от толщины фланца:

– При увеличении толщины фланца напряжения в теле трубы незначительно увеличиваются от 201,5 МПа до 204,2 МПа;

– Напряжения в пластине фланца с увеличением его толщины уменьшаются от 159,6 МПа до 56,2 МПа;

– Напряжения в сварном шве практически не изменяются с увеличением толщины фланца и находятся в диапазоне от 239,4 МПа до 241,2 МПа;

– Максимальные растягивающие усилия в болтах уменьшаются при увеличении толщины фланца от 165,1 кН до 113,3 кН;

– При наращивании толщины фланца несущая способность узла повышается от 112% до 120,1%;

– Материалоемкость узла с увеличением толщины фланца возрастает от 189,8 кг до 232,4 кг.

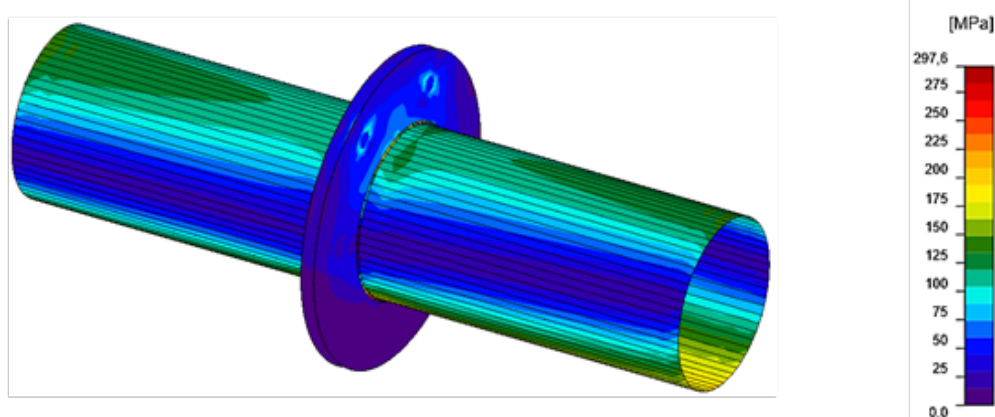


Рисунок 2.11 – Распределение напряжений в непрорезном фланцевом узле без ребер жесткости.

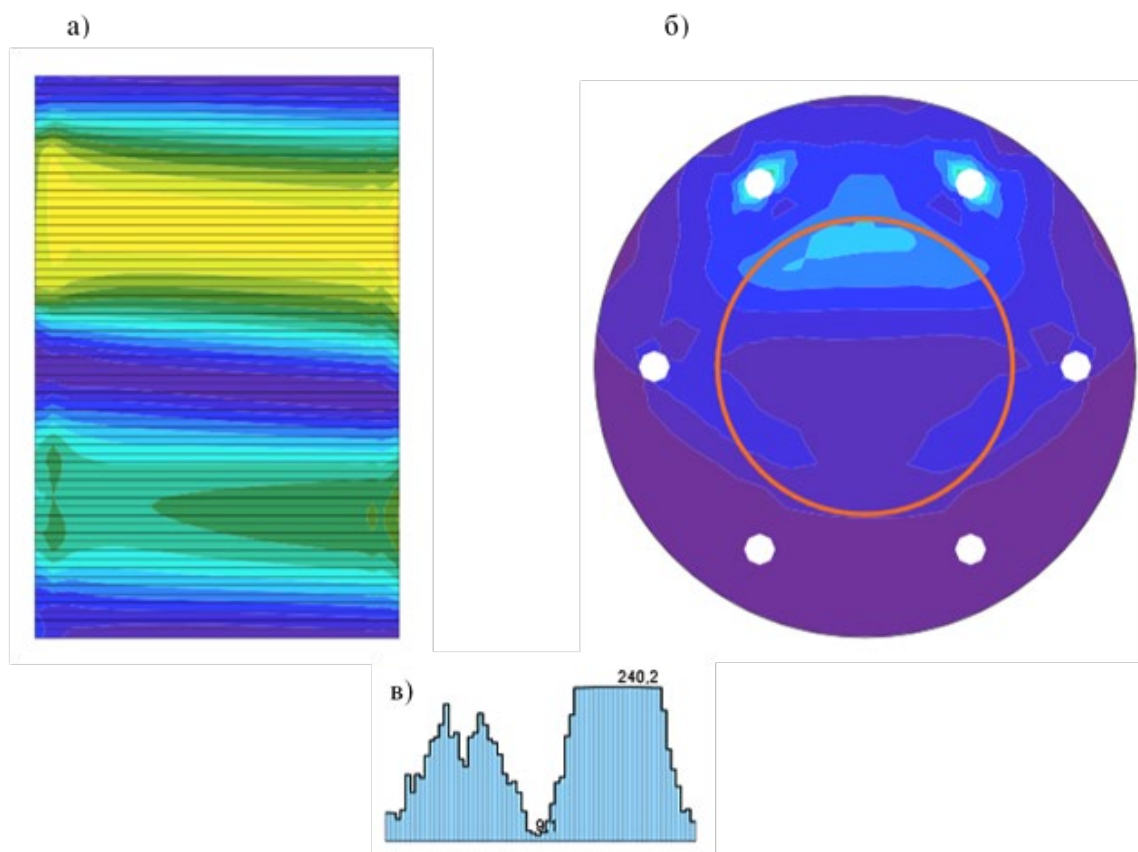


Рисунок 2.12 – Распределение напряжений: а) в теле трубы; б) в пластине фланца; в) в сварном шве.

2) Прорезной фланцевый узел без ребер жесткости.

При таком исполнении соединения наибольшие напряжения в пластине фланца достигаются в местах контакта с болтами растянутой зоны – 166,8 МПа, что меньше предела текучести стали С345 на 44%.

Максимальные напряжения в теле трубы – 201,3 МПа, что меньше предела текучести стали С255 на 19,1%.

Максимальные напряжения наблюдаются в сварном шве – 241,5 МПа. В местах сварки тела трубы и фланца заметна локальная концентрация напряжений.

Напряжение в сварном шве достигает 241,5 МПа (рисунок 2.14).

Несущая способность узла с фланцем толщиной 30 мм – 110,9 %.

После численного расчета соединения в *IDEA StatiCa* был проведен анализ зависимостей напряжений в теле трубы, в пластине фланца, в сварном шве, соединяющем трубу с фланцем, растягивающих усилий в болтах, а также несущей способности и материалоёмкости узла от толщины фланца:

- При увеличении толщины фланца напряжения в теле трубы незначительно увеличиваются от 200,3 МПа до 202,9 МПа;
- Напряжения в пластине фланца с увеличением его толщины уменьшаются от 239,6 МПа до 92,7 МПа;
- Напряжения в сварном шве незначительно уменьшаются с увеличением толщины фланца от 243,0 МПа до 240,1 МПа;
- Максимальные растягивающие усилия в болтах уменьшаются при увеличении толщины фланца от 208,2 кН до 146,1 кН;
- При наращивании толщины фланца несущая способность узла повышается от 106% до 116,4%;
- Материалоёмкость узла с увеличением толщины фланца возрастает от 175,9 кг до 210,2 кг.

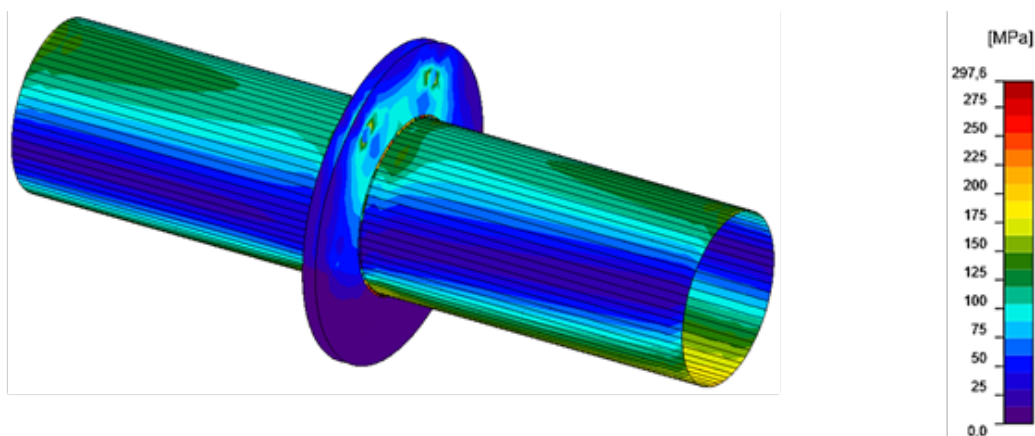


Рисунок 2.13 – Распределение напряжений в прорезном фланцевом узле без ребер жесткости.

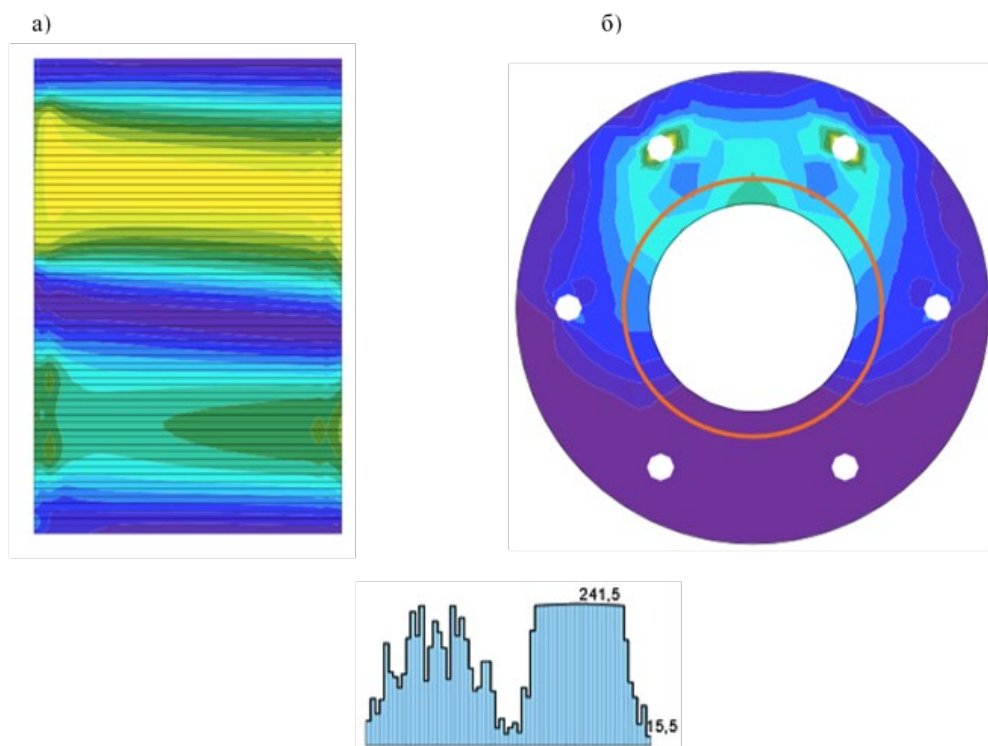


Рисунок 2.14 – Распределение напряжений: а) в теле трубы; б) в пластине фланца; в) в сварном шве.

3) Непрорезной фланцевый узел с ребрами жесткости.

При данном исполнении фланцевого узла максимальные напряжения наблюдаются в теле трубы – 249,0 МПа. В местах приварки ребер жесткости к трубе заметна локальная концентрация напряжений.

Наибольшие напряжения в пластине фланца достигаются в местах контакта с болтами растянутой зоны – 69,5 МПа, что меньше предела текучести стали С345 на 80%.

Максимальные напряжения в теле трубы – 249,0 МПа, что превышает предел текучести стали С255 на 0,8% и компенсируется пластикой.

Напряжение в сварном шве представлено на рисунке 2.16 и равно 205,2 МПа.

Несущая способность узла с фланцем толщиной 30 мм – 194 %.

После численного расчета соединения в *IDEA StatiCa* был проведен анализ зависимостей напряжений в теле трубы, в пластине фланца, в сварном шве, соединяющем трубу с фланцем, растягивающих усилий в болтах, а также несущей способности и материалоёмкости узла от толщины фланца:

- Напряжения в теле трубы не зависят от изменения толщины фланца;
- Напряжения в пластине фланца с увеличением его толщины уменьшаются от 101,6 МПа до 41,0 МПа;
- Напряжения в ребрах жесткости незначительно уменьшаются с увеличением толщины фланца от 181,0 МПа до 176,1 МПа;
- Напряжения в сварном шве незначительно уменьшаются с увеличением толщины фланца от 210,3 МПа до 200,3 МПа;
- Максимальные растягивающие усилия в болтах уменьшаются при увеличении толщины фланца от 119,6 кН до 92,0 кН;
- Несущая способность узла не зависит от изменения толщины фланца и равна 193,8-194%;
- Материалоёмкость узла с увеличением толщины фланца возрастает от 194,7 кг до 236,6 кг.

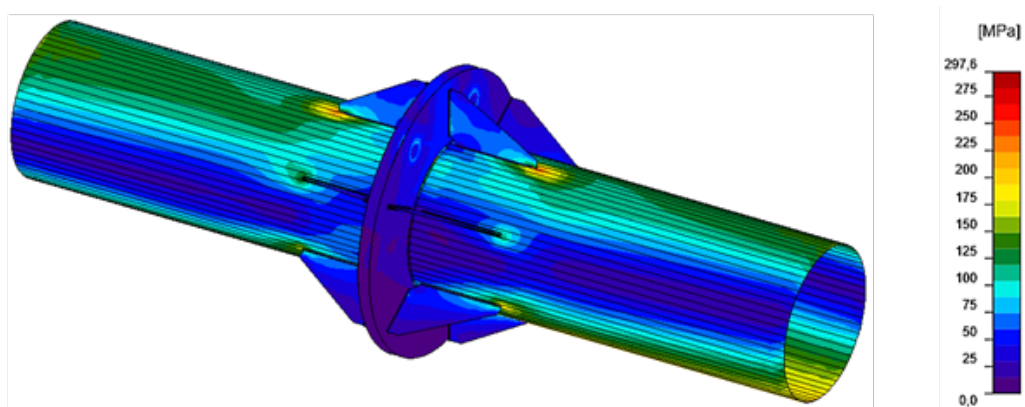


Рисунок 2.15 – Распределение напряжений в непрорезном фланцевом узле с ребрами жесткости.

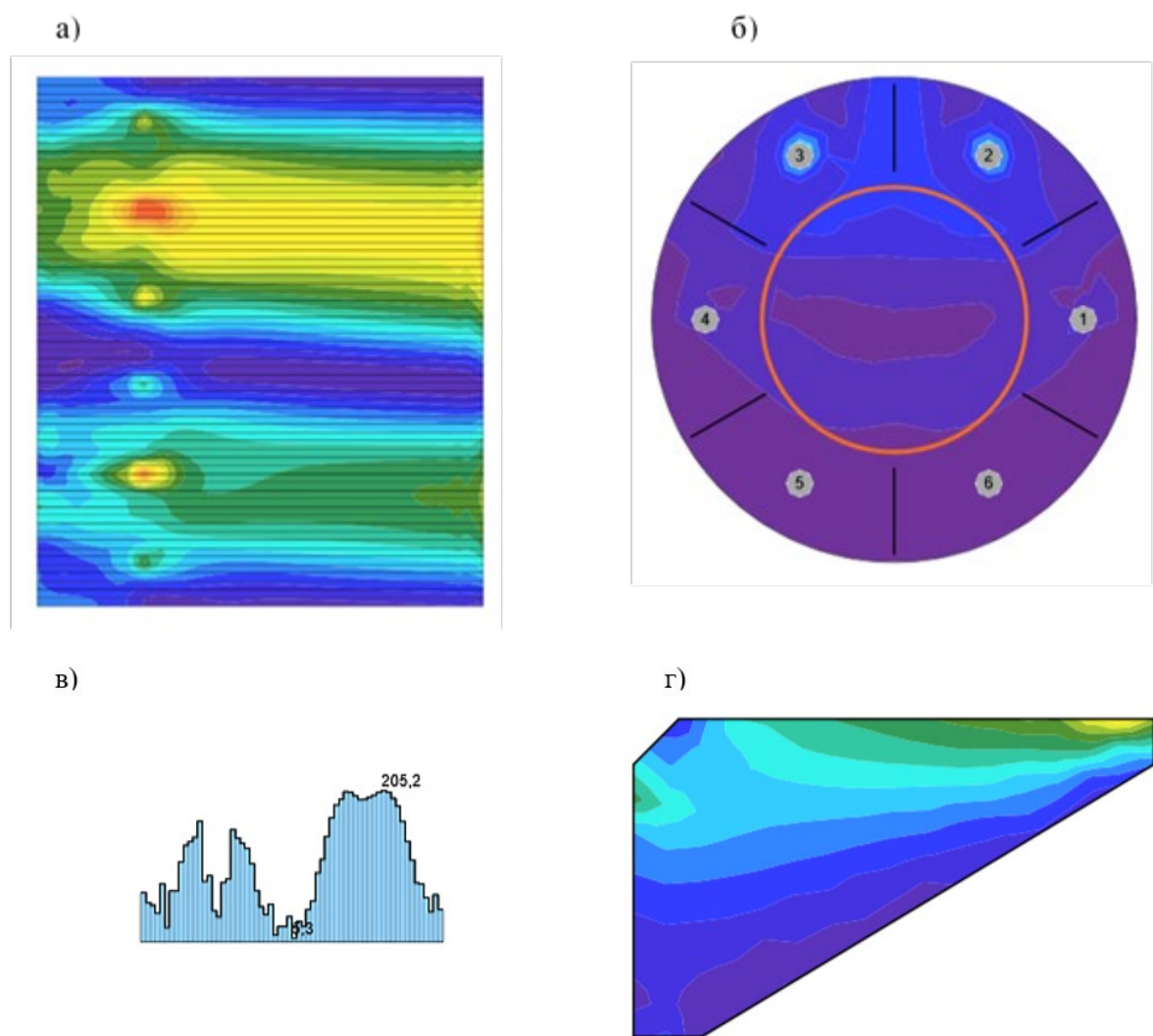


Рисунок 2.16 – Распределение напряжений: а) в теле трубы; б) в пластине фланца; в) в сварном шве; г) в ребре жесткости.

4) Прорезной фланцевый узел с ребрами жесткости

В таком варианте исполнения соединения максимальные напряжения наблюдаются в теле трубы – 249,0 МПа. В местах приварки ребер жесткости к трубе заметна локальная концентрация напряжений.

Наибольшие напряжения в пластине фланца достигаются в местах контакта с болтами растянутой зоны – 89,2 МПа, что меньше предела текучести стали С345 на 70%.

Максимальные напряжения в теле трубы – 249,0 МПа, что превышает предел текучести стали С255 на 0,8% и компенсируется пластикой.

Напряжение в сварном шве достигает 208,8 МПа (рисунок 2.18).

Несущая способность узла с фланцем толщиной 30 мм – 194 %.

После численного расчета соединения в *IDEA StatiCa* был проведен анализ зависимостей напряжений в теле трубы, в пластине фланца, в сварном шве, соединяющем трубу с фланцем, растягивающих усилий в болтах, а также несущей способности и материалоемкости узла от толщины фланца:

- Напряжения в теле трубы не зависят от изменения толщины фланца;
- Напряжения в пластине фланца с увеличением его толщины уменьшаются от 121,9 МПа до 55,4 МПа;
- Напряжения в ребрах жесткости незначительно уменьшаются с увеличением толщины фланца от 181,0 МПа до 176,1 МПа;
- Напряжения в сварном шве незначительно уменьшаются с увеличением толщины фланца от 214,0 МПа до 203,0 МПа;
- Максимальные растягивающие усилия в болтах уменьшаются при увеличении толщины фланца от 128,3 кН до 103,2 кН;
- При наращивании толщины фланца несущая способность узла повышается от 190,1% до 193,8%;
- Материалоемкость узла с увеличением толщины фланца возрастает от 180,8 кг до 214,4кг.

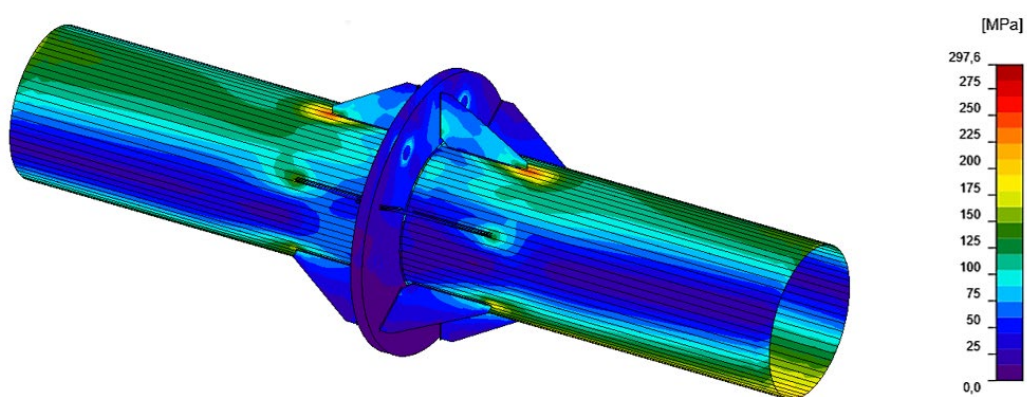


Рисунок 2.17 – Распределение напряжений в прорезном фланцевом узле с ребрами жесткости.

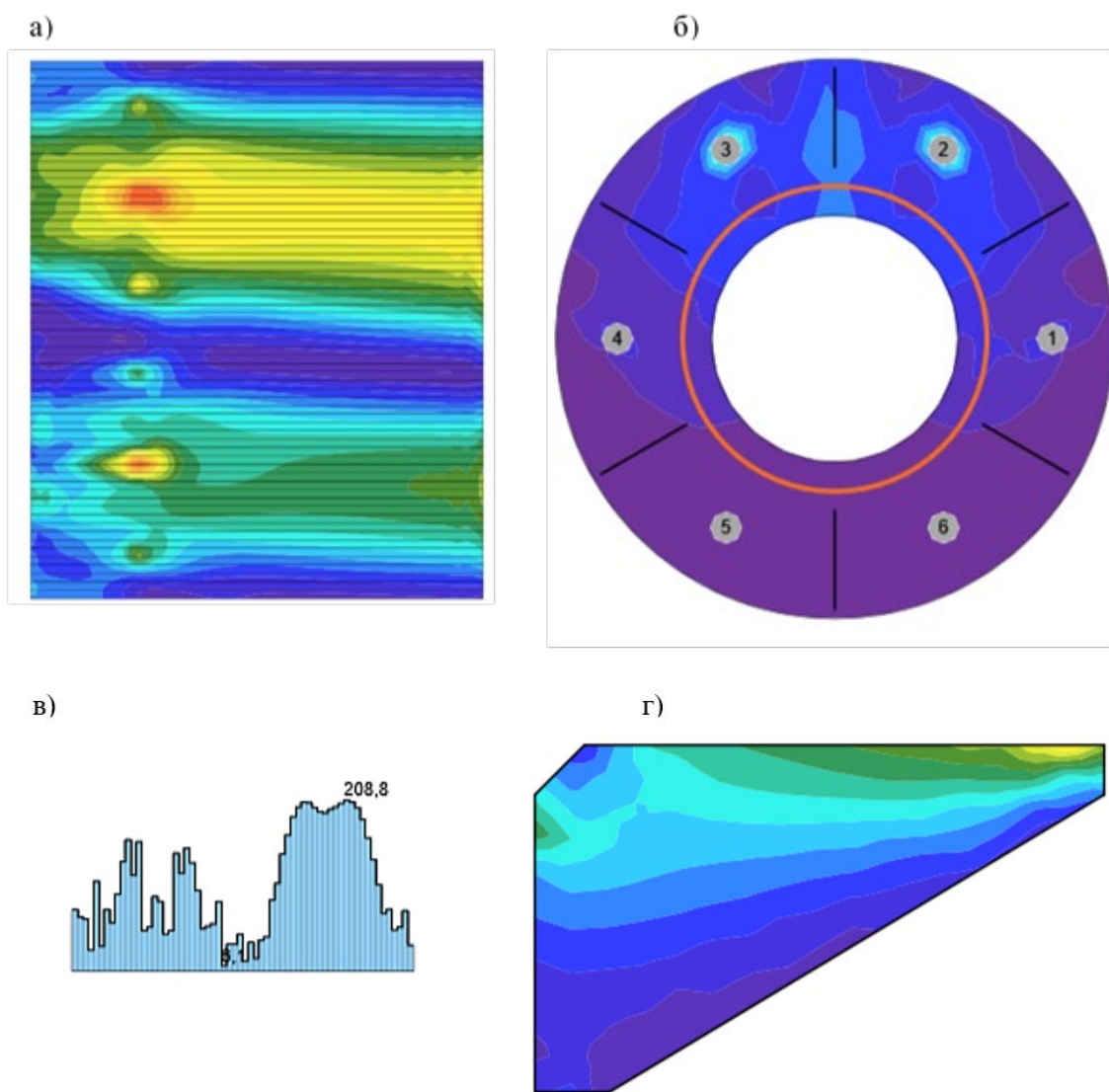


Рисунок 2.18 – Распределение напряжений: а) в теле трубы; б) в пластине фланца; в) в сварном шве; г) в ребре жесткости.

Сравнение результатов расчета

Зависимости напряжений в пластине фланца, в трубе, в ребрах жесткости, в сварном шве присоединения трубы к фланцу, максимальные растягивающие усилия в болтах от толщины фланца представлены на рисунках 2.19 – 2.25.

1. Напряжения в теле трубы.

В местах приварки ребер жесткости наблюдается локальная концентрация напряжений в теле трубы. В узлах без ребер жесткости локальная концентрация в теле трубы заметна в месте стыка ее с пластиной фланца. Напряжения в теле трубы не зависят от толщины фланца.

Наибольшие напряжения в трубе наблюдаются в непрорезном и прорезном узлах с ребрами жесткости – 249,0 МПа, при этом максимальные напряжения превышают расчетные сопротивления стали. Это незначительные области, превышение пределов сопротивления в которых компенсируются пластикой. В прорезном и непрорезном узлах без ребер жесткости напряжения меньше – 202,9 МПа и 204,2 МПа соответственно.

2. Напряжения в пластине фланца.

Напряжения в пластине фланца во всех типах исполнения узлов максимальны в местах контакта с болтами.

При больших толщинах фланца уровень напряжения в нем (при непрорезном исполнении) с ребрами жесткости и без них почти одинаковые, но при уменьшении толщины фланца напряжение в узле без ребер жесткости растет быстрее.

Максимальные напряжения наблюдаются в прорезном узле без ребер жесткости. Напряжения в прорезном узле с ребрами жесткости схожи с напряжениями непрорезных узлов.

3. Напряжения в ребрах жесткости.

Напряжения в ребрах жесткости у прорезного и непрорезного узлов практически одинаковы и равны 177,9 и 176,1 МПа соответственно.

4. Напряжения в сварном шве.

Наибольшие напряжения в сварном шве наблюдаются в прорезном узле без ребер жесткости – 240,1 МПа, далее в непрорезном узле без ребер жесткости – 239,4 МПа, затем в прорезном узле с ребрами жесткости – 203,0 МПа. В непрорезном узле с ребрами жесткости напряжения в сварке наименьшие – 200,3 МПа.

5. Растягивающие усилия в болтах.

Наименьшие растягивающие усилия в болтах наблюдаются при максимальной толщине фланца 40 мм. В порядке убывания величин растягивающих усилий в болтах узлов идут в следующей последовательности: прорезной узел без ребер жесткости – 146,1 кН, далее непрорезной узел без

ребер жесткости – 113,3 кН, затем прорезной узел с ребрами жесткости – 103,2 кН. В непрорезном узле с ребрами жесткости растягивающие усилия в болтах наименьшее 92,0 кН.

6. Несущая способность.

Наибольшей несущей способностью обладают непрорезной и прорезной фланцевые узлы с ребрами жесткости $\approx 194,0$ %.

У непрорезного фланцевого узла без ребер жесткости несущая способность 112,0-120,1 %.

У прорезного узла без ребер жесткости несущая способность наименьшая 106,0-116,4 %.

7. Материалоемкость.

Наиболее материалоемкий узел – непрорезной узел с ребрами жесткости 194,7-236,6 кг. Чуть менее материалоемким является непрорезной фланцевый узел без ребер жесткости 189,8-232,4 кг. Далее – прорезной узел с ребрами жесткости 180,8-214,4 кг. И наименьшей материалоемкостью обладает прорезной узел без ребер жесткости 175,9-210,2 кг.

Площадь использования материала больше у прорезного узла без ребер жесткости, далее – прорезного с ребрами жесткости, затем – непрорезного без ребер жесткости, у непрорезного узла с ребрами жесткости площадь использования самая маленькая.

Также были рассчитаны коэффициенты для трех форм потери устойчивости для каждого исполнения узла (таблице 2.4).

Для удобства сравнения эффективности работы фланцевого соединения для каждого варианта исполнения узла был рассчитан коэффициент K_1 , как отношение несущей способности к материалоемкости (таблица 2.5).

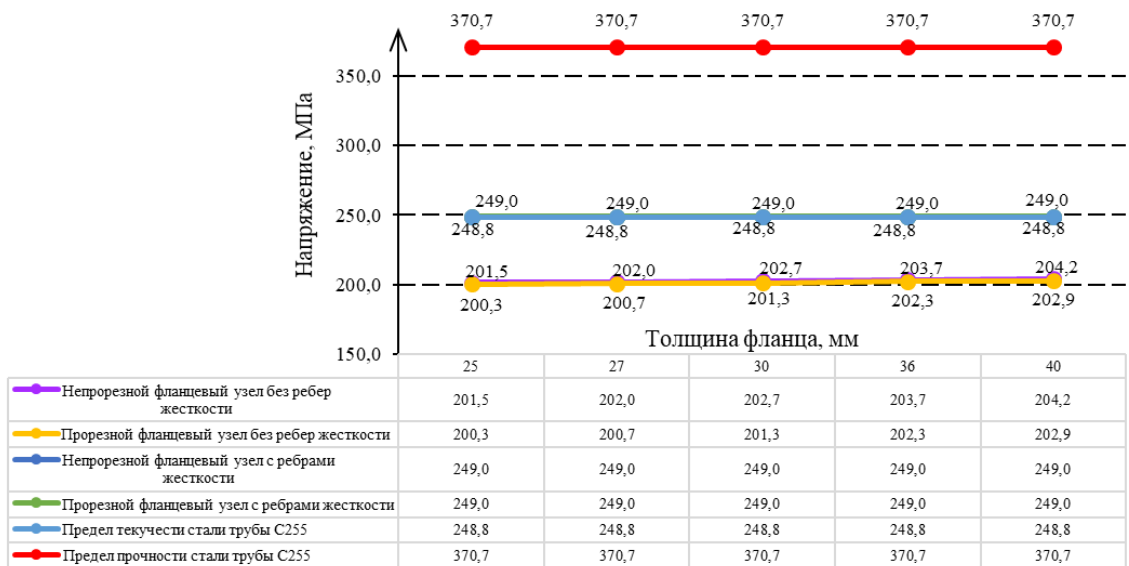


Рисунок 2.19 – График зависимости напряжения в теле трубы от толщины фланца.

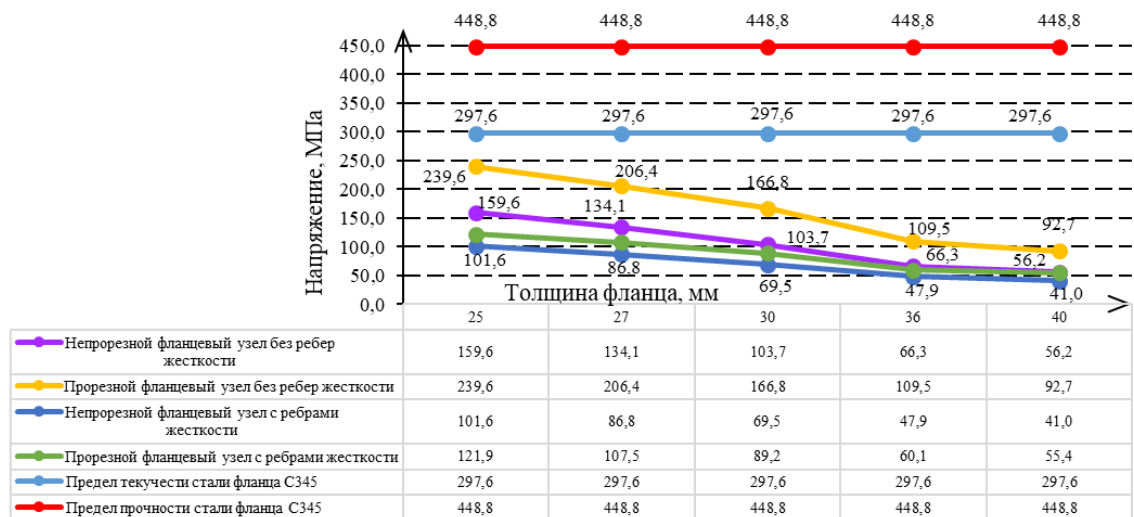


Рисунок 2.20 – График зависимости напряжения в пластине фланца от его толщины.

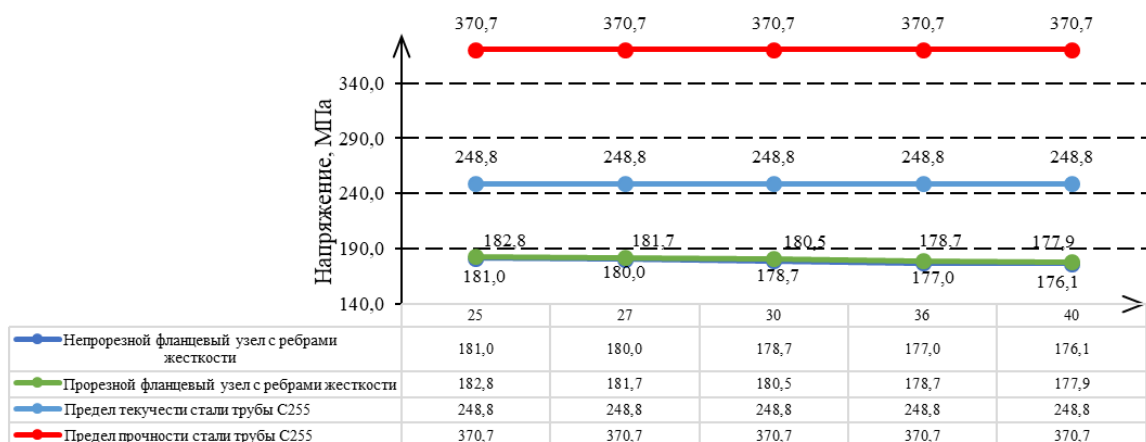


Рисунок 2.21 – График зависимости напряжения в ребре жесткости от толщины фланца.

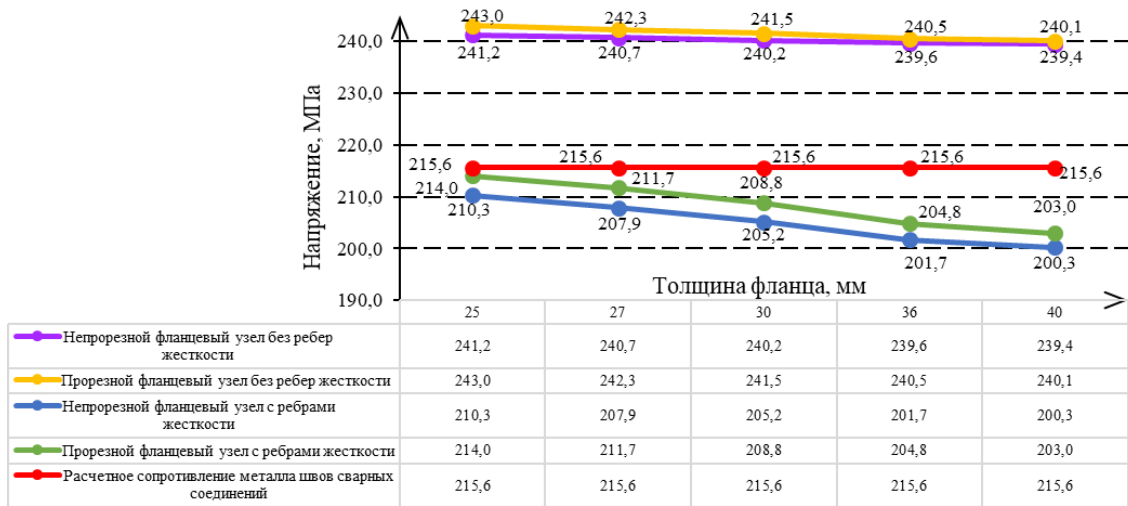


Рисунок 2.22 – График зависимости напряжения в сварном шве от толщины фланца.

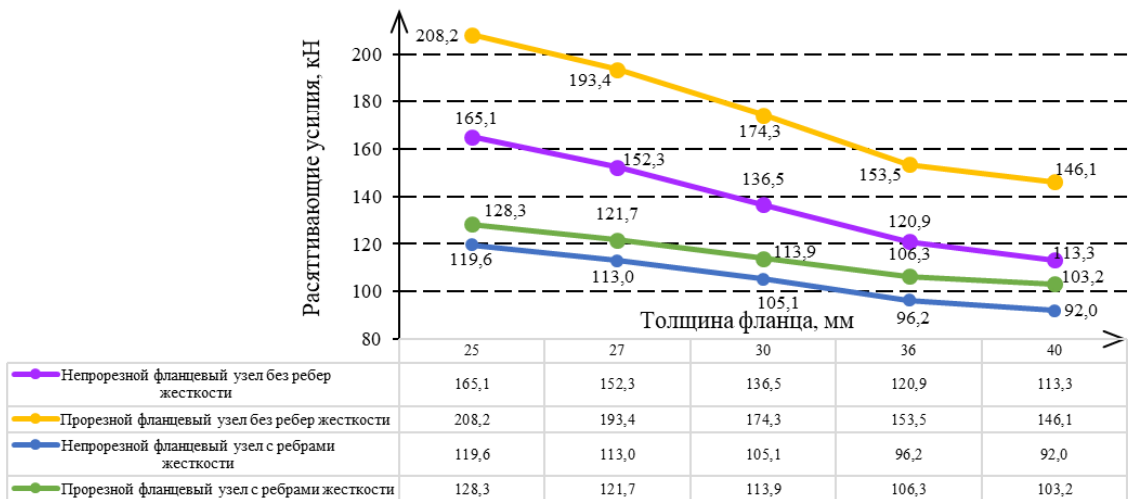


Рисунок 2.23 – График зависимости растягивающего усилия в болтах от толщины фланца.

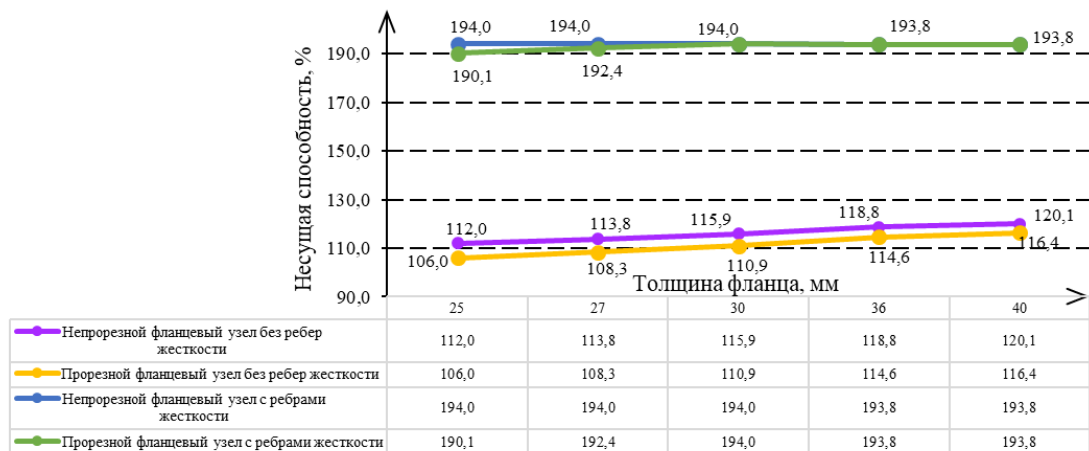


Рисунок 2.24 – График зависимости несущей способности от толщины фланца.

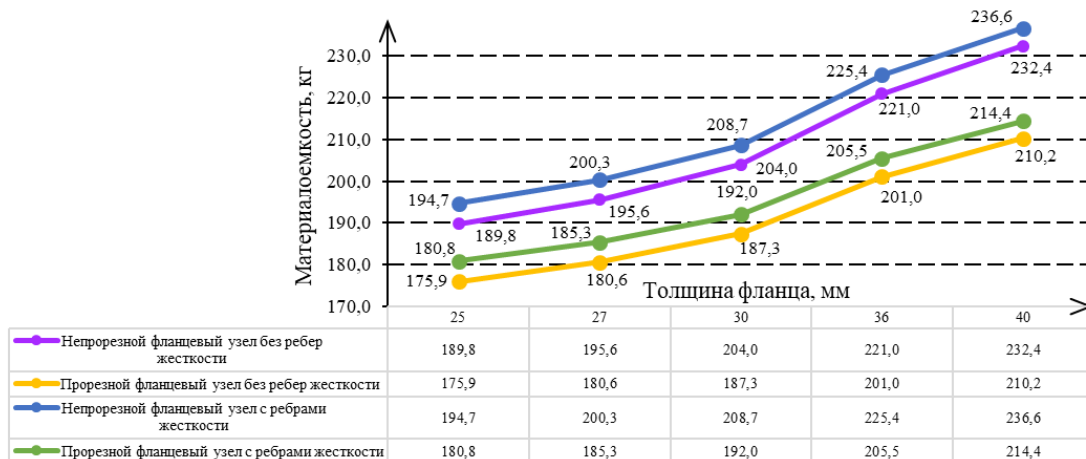


Рисунок 2.25 – График зависимости материалоемкости от толщины фланца.

Таблица 2.4 – Коэффициенты потери устойчивости для Узла 2 из круглых труб.

Фланцевый узел из круглых труб						
	Форма потери устойчивости	Толщина фланца				
		25 мм	27 мм	30 мм	36 мм	40 мм
Непрорезной фланцевый узел без ребер жесткости	1	19,98	20,14	20,29	20,32	20,34
	2	20,01	20,15	20,29	20,32	20,35
	3	20,02	20,16	20,30	20,38	20,40
Прорезной фланцевый узел без ребер жесткости	1	19,09	19,46	19,86	20,20	20,31
	2	19,15	19,49	19,86	20,20	20,31
	3	19,41	19,66	19,92	20,21	20,31
Непрорезной фланцевый узел с ребрами жесткости	1	20,10	20,14	20,19	20,26	20,29
	2	20,11	20,15	20,20	20,27	20,29
	3	20,25	20,29	20,34	20,40	20,43
Прорезной фланцевый узел с ребрами жесткости	1	20,00	20,06	20,12	20,20	20,23
	2	20,00	20,06	20,13	20,21	20,24
	3	20,12	20,19	20,26	20,34	20,37

Таблица 2.5 – Коэффициент K1 (отношение несущей способности к материалоемкости).

	Непрорезной фланцевый узел без ребер жесткости	Прорезной фланцевый узел без ребер жесткости	Непрорезной фланцевый узел с ребрами жесткости	Прорезной фланцевый узел с ребрами жесткости
K1	0,57	0,59	0,93	1,01

2.4 Узел 2 из гнутосварных труб прямоугольного сечения

В *IDEA StatiCa* были рассчитаны 6 типов исполнений фланцевого узла из гнутосварных труб прямоугольного сечения 300x200x8 мм (непрорезной узел без ребер жесткости, прорезной узел без ребер жесткости, 2 вида непрорезного узла с ребрами жесткости, 2 вида прорезного узла с ребрами жесткости) при следующих толщинах фланца: 25, 27, 30, 40 мм.

Рассмотрен характер напряжений в элементах каждого типа исполнения узла при толщине фланца 30 мм (рисунки 2.26-2.37).

Для упрощения расчета материалоемкости длина труб принята 1 м.

1) Непрорезной фланцевый узел без ребер жесткости.

В узле с таким исполнением максимальные напряжения наблюдаются в теле трубы – 248,8 МПа, что соответствует пределу текучести стали С255. В местах сварки тела трубы и фланца заметна локальная концентрация напряжений.

Наибольшие напряжения в пластине фланца достигаются в местах контакта с болтами растянутой зоны – 86,7 МПа, что меньше предела текучести стали С345 на 70,9 %.

Наибольшее напряжение в сварном шве равно 227,8 МПа (рисунок 2.27).

Несущая способность узла с фланцем толщиной 30 мм - 122,1 %.

После численного расчета соединения в *IDEA StatiCa* был проведен анализ зависимостей напряжений в теле трубы, в пластине фланца, в сварном шве, соединяющем трубу с фланцем, растягивающих усилий в болтах, а также несущей способности и материалоемкости узла от толщины фланца:

- Напряжение в теле трубы не зависит от изменения толщины фланца;
- Напряжения в пластине фланца с увеличением его толщины уменьшаются от 118,2 МПа до 61,9 МПа;
- Напряжения в сварном шве незначительно уменьшаются с увеличением толщины фланца от 228,2 МПа до 227,4 МПа;
- Максимальные растягивающие усилия в болтах уменьшаются при увеличении толщины фланца от 106,6 кН до 77,6 кН;
- При наращивании толщины фланца несущая способность узла увеличивается с 119,0% до 125,0%;

Материалоёмкость узла с увеличением толщины фланца возрастает от 171,7 кг до 199,5кг.

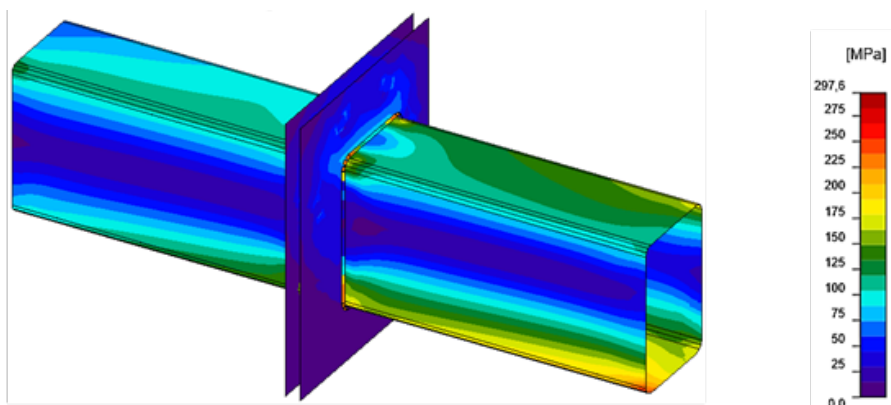


Рисунок 2.26 – Распределение напряжений в непрорезном фланцевом узле без ребер жесткости.

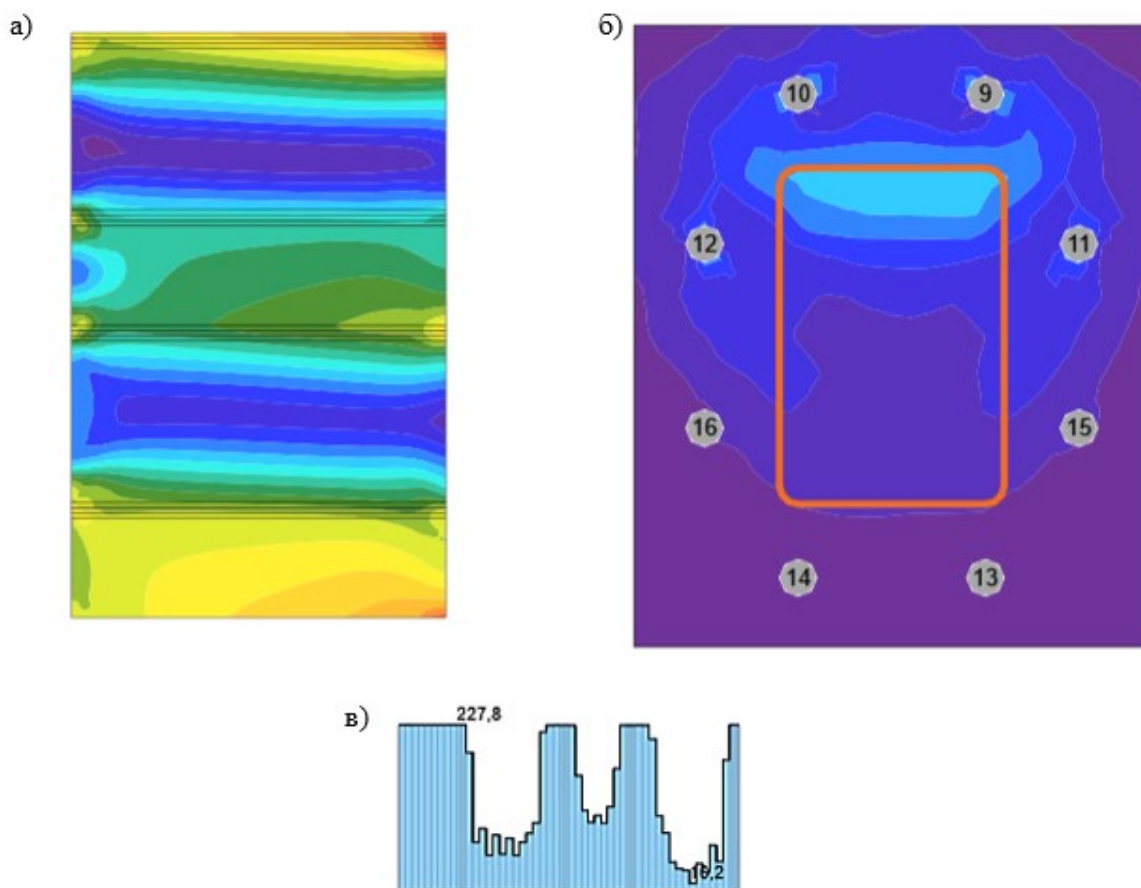


Рисунок 2.27 – Распределение напряжений: а) в теле трубы; б) в пластине фланца; в) в сварном шве.

2) Прорезной фланцевый узел без ребер жесткости.

В таком исполнении соединения максимальные напряжения наблюдаются в теле трубы – 248,8 МПа, что не превышает предел текучести стали С255. В местах сварки тела трубы и фланца заметна локальная концентрация напряжений.

Наибольшие напряжения в пластине фланца достигаются в местах контакта с болтами растянутой зоны – 135,7 МПа, что меньше предела текучести стали С345 на 54,4 %.

Наибольшее напряжение в сварном шве равно 228,5 МПа (рисунок 2.29).

Несущая способность узла с фланцем толщиной 30 мм - 116,9 %.

После численного расчета соединения в *IDEA StatiCa* был проведен анализ зависимостей напряжений в теле трубы, в пластине фланца, в сварном

шве, соединяющем трубу с фланцем, растягивающих усилий в болтах, а также несущей способности и материалоемкости узла от толщины фланца:

- Напряжение в теле трубы не зависит от изменения толщины фланца;
- Напряжения в пластине фланца с увеличением его толщины уменьшаются от 177,5 МПа до 93,4 МПа;
- Напряжения в сварном шве незначительно уменьшаются с увеличением толщины фланца от 229,1 МПа до 227,9 МПа;
- Максимальные растягивающие усилия в болтах уменьшаются при увеличении толщины фланца от 121,8 кН до 92,9 кН;
- При наращивании толщины фланца несущая способность узла увеличивается с 113,3% до 120,8%;
- Материалоемкость узла с увеличением толщины фланца возрастает от 164,3 кг до 187,7 кг.

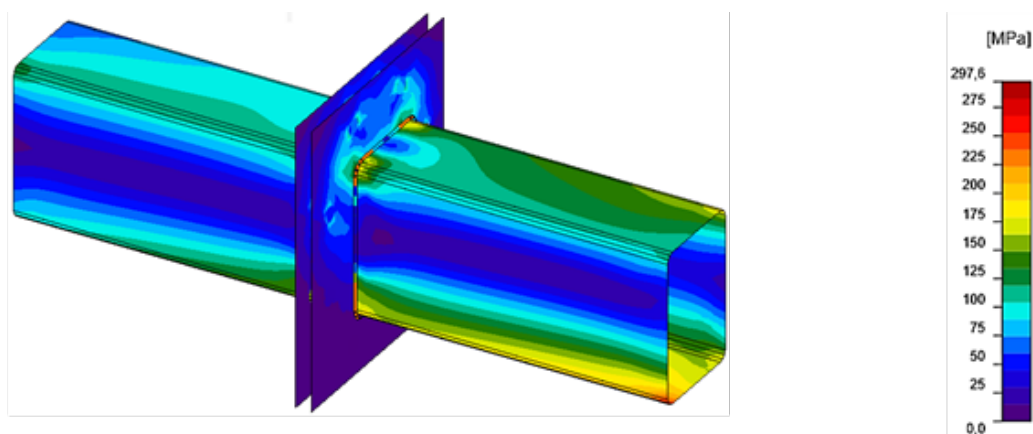


Рисунок 2.28 – Распределение напряжений в прорезном фланцевом узле без ребер жесткости.

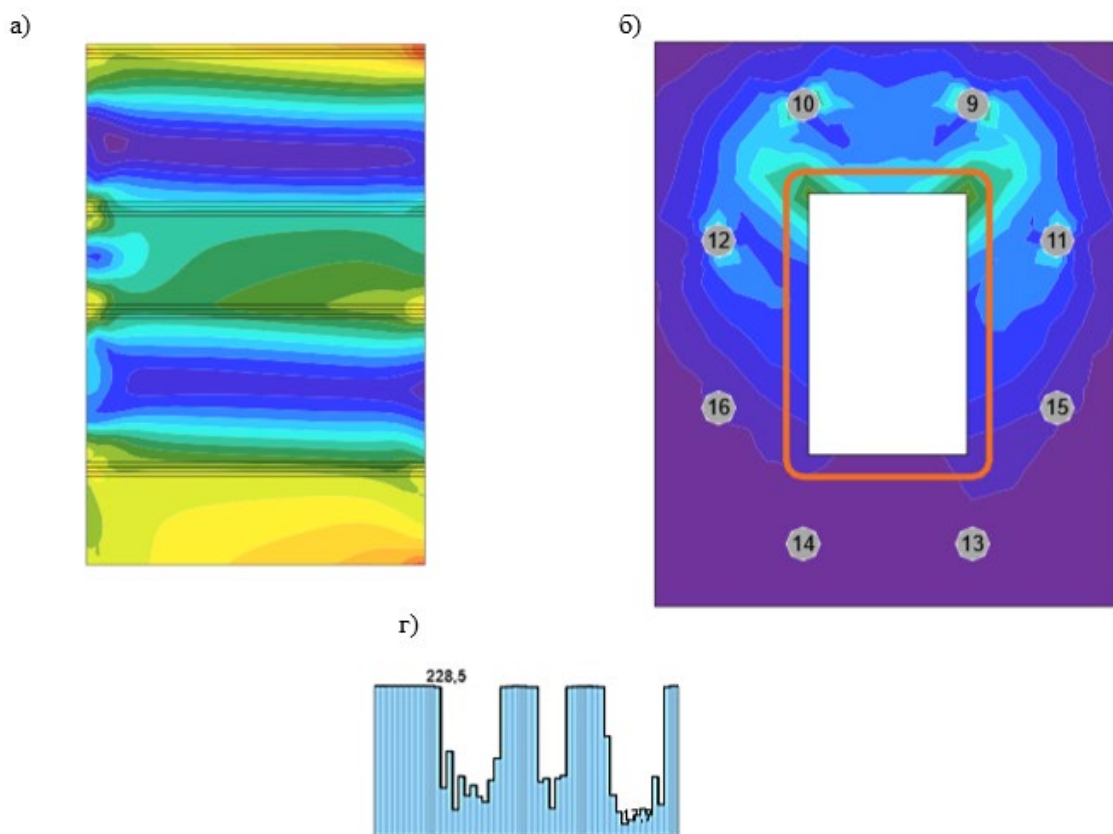


Рисунок 2.29 – Распределение напряжений: а) в теле трубы; б) в пластине фланца; в) в сварном шве.

3) Непрорезной фланцевый узел с ребрами жесткости – 1 вариант.

В соединении такого исполнения максимальные напряжения наблюдаются в теле трубы – 248,9 МПа, что превышает предел текучести стали С255 и компенсируется пластикой. В местах приварки ребер жесткости к трубе заметна локальная концентрация напряжений.

Наибольшие напряжения в пластине фланца достигаются в местах контакта с болтами растянутой зоны – 50,5 МПа, что меньше предела текучести стали С345 на 83 %.

Максимальные напряжения в ребрах жесткости – 236,1 МПа, что меньше предела текучести стали С255 на 5 %.

Наибольшее напряжение в сварном шве равно 226,5 МПа (рисунок 2.31).

Несущая способность узла с фланцем толщиной 30 мм – 166,4 %.

После численного расчета соединения в *IDEA StatiCa* был проведен анализ зависимостей напряжений в теле трубы, в пластине фланца, в сварном

шве, соединяющем трубу с фланцем, растягивающих усилий в болтах, а также несущей способности и материалоемкости узла от толщины фланца:

- Напряжения в теле трубы не зависят от изменения толщины фланца;
- Напряжения в пластине фланца с увеличением его толщины уменьшаются от 68,9 МПа до 34,9 МПа;
- Напряжения в ребрах жесткости незначительно уменьшаются с увеличением толщины фланца от 237,0 МПа до 235,0 МПа;
- Напряжения в сварном шве не зависят от изменения толщины фланца;
- Максимальные растягивающие усилия в болтах уменьшаются при увеличении толщины фланца от 74,3 кН до 60,1 кН;
- Несущая способность узла не зависит от изменения толщины фланца и равна 166,7-165,9%;
- Материалоемкость узла с увеличением толщины фланца возрастает от 176,7 кг до 204,5кг.

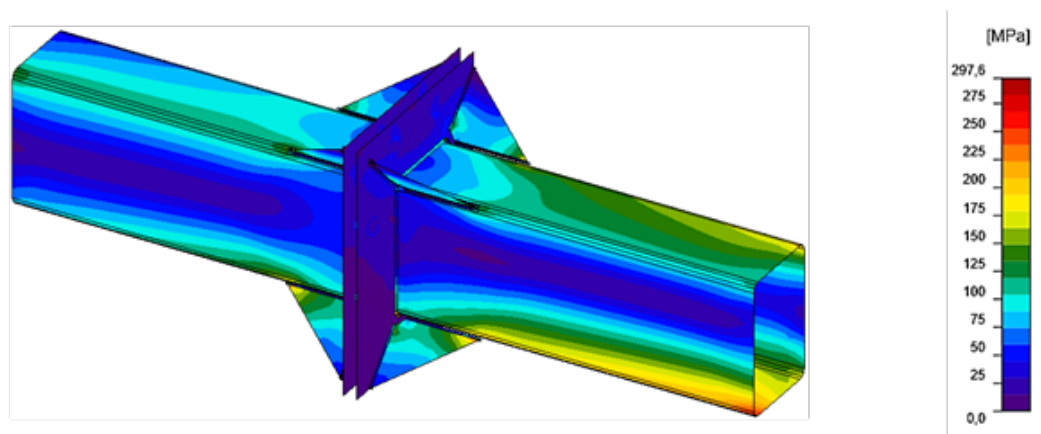


Рисунок 2.30 – Распределение напряжений в непрорезном фланцевом узле с ребрами жесткости.

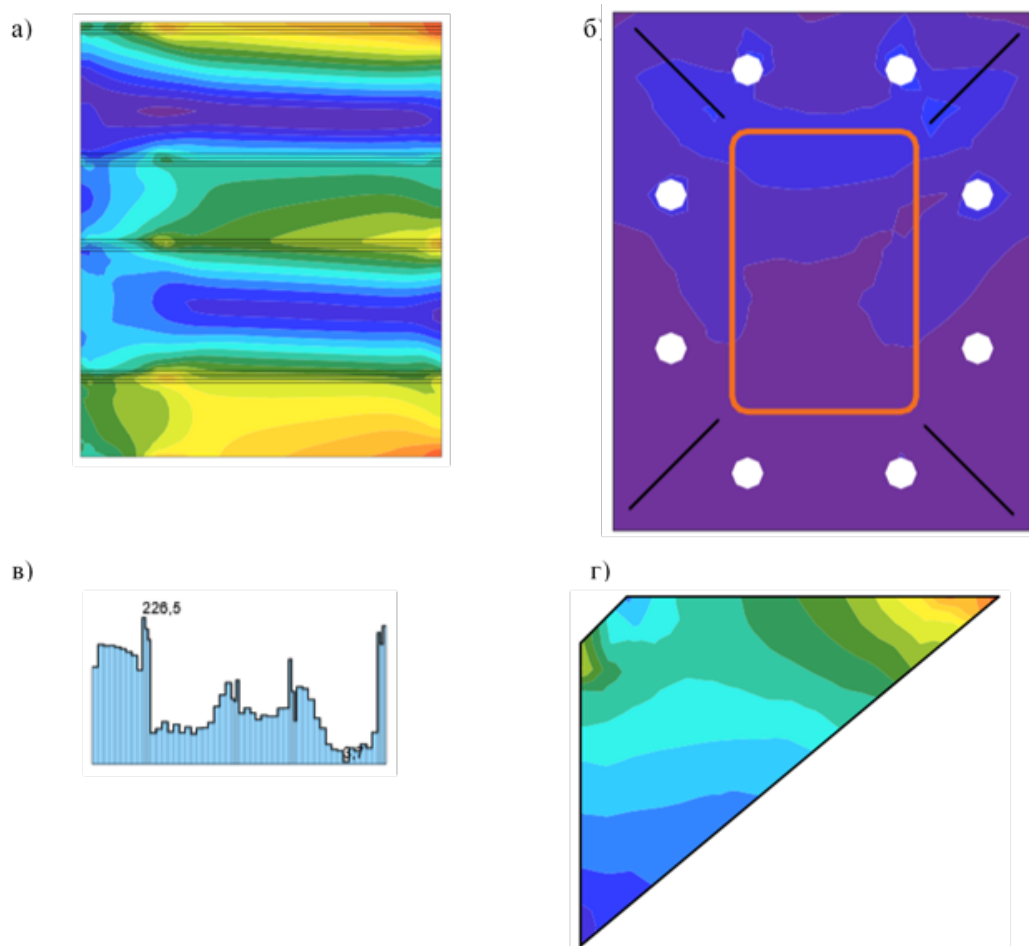


Рисунок 2.31 – Распределение напряжений: а) в теле трубе; б) в пластине фланца; в) в сварном шве; г) в ребре жесткости.

4) Прорезной фланцевый узел с ребрами жесткости – 1 вариант.

При таком варианте исполнения максимальные напряжения наблюдаются в теле трубы – 248,9 МПа. Данное значение превышает предел текучести стали С255, но компенсируется пластикой. В местах приварки ребер жесткости к трубе заметна локальная концентрация напряжений.

Наибольшие напряжения в пластине фланца достигаются в местах контакта с болтами растянутой зоны – 69,7 МПа, что меньше предела текучести стали С345 на 76,6 %.

Максимальные напряжения в ребрах жесткости – 237,3 МПа, что меньше предела текучести стали С255 на 4,6 %.

Наибольшее напряжение в сварном шве равно 226,5 МПа (рисунок 2.33).

Несущая способность узла с фланцем толщиной 30 мм – 166,4 %.

После численного расчета соединения в *IDEA StatiCa* был проведен анализ зависимостей напряжений в теле трубы, в пластине фланца, в сварном шве, соединяющем трубу с фланцем, растягивающих усилий в болтах, а также несущей способности и материалоемкости узла от толщины фланца:

- Напряжения в теле трубы не зависят от изменения толщины фланца;
- Напряжения в пластине фланца с увеличением его толщины уменьшаются от 86,9 МПа до 51,4 МПа;
- Напряжения в ребрах жесткости незначительно уменьшаются с увеличением толщины фланца от 238,2 МПа до 236,3 МПа;
- Напряжения в сварном шве не зависят от изменения толщины фланца;
- Максимальные растягивающие усилия в болтах уменьшаются при увеличении толщины фланца от 77,5 кН до 63,5 кН;
- Несущая способность узла не зависит от изменения толщины фланца и равна 166,7-165,9%;
- Материалоемкость узла с увеличением толщины фланца возрастает от 169,3 кг до 192,7 кг.

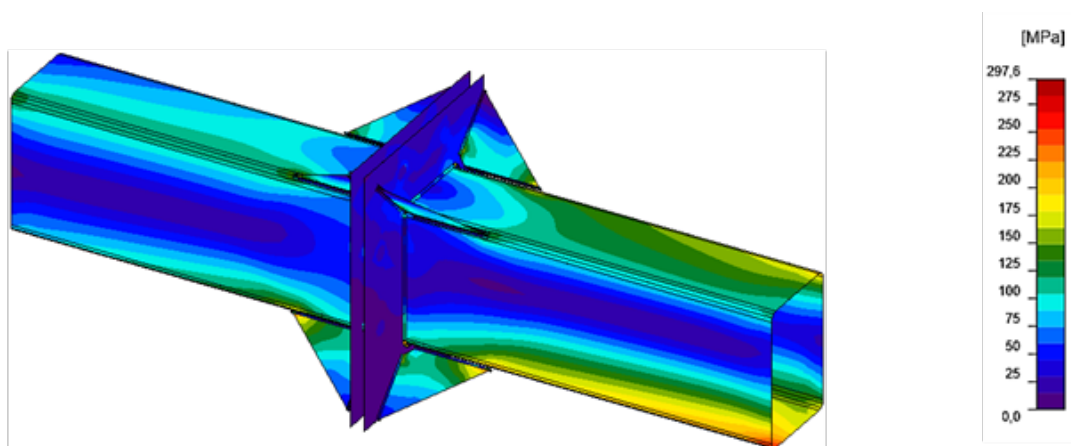


Рисунок 2.32 – Распределение напряжений в прорезном фланцевом узле с ребрами жесткости.

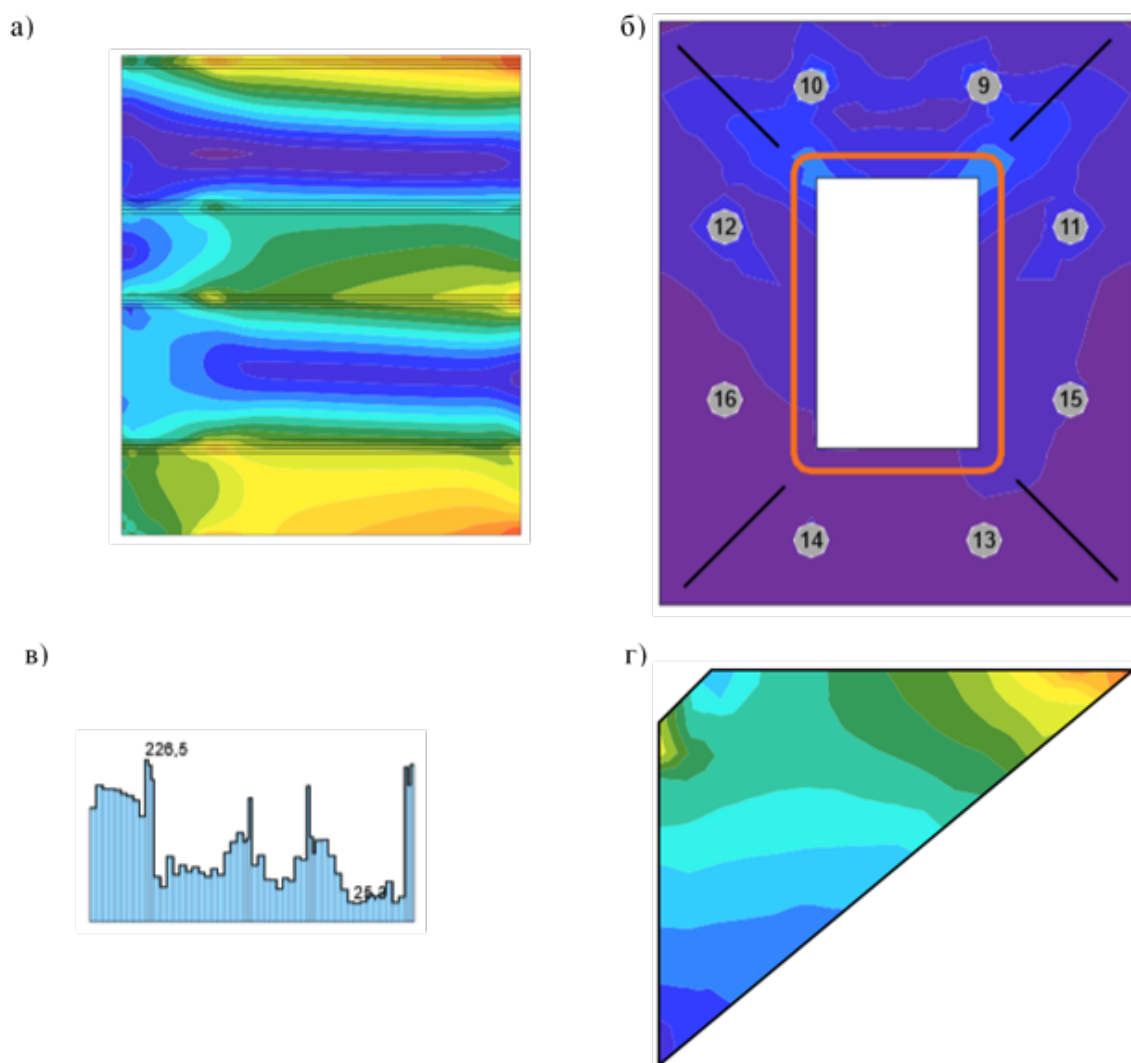


Рисунок 2.33 – Распределение напряжений: а) в теле трубы; б) в пластине фланца; в) в сварном шве; г) в ребре жесткости.

5) Непрорезной фланцевый узел с ребрами жесткости – 2 вариант.

Максимальные напряжения в данном варианте исполнения соединения наблюдаются в теле трубы – 248,9 МПа, что превышает предел текучести стали С255, но компенсируется пластикой. В местах приварки ребер жесткости к трубе заметна локальная концентрация напряжений.

Наибольшие напряжения в пластине фланца достигаются в местах контакта с болтами растянутой зоны – 74,4 МПа, что меньше предела текучести стали С345 на 75 %.

Максимальные напряжения в ребрах жесткости – 249,1 МПа, что несколько превышает предел текучести стали С255, но компенсируется пластикой.

Наибольшее напряжение в сварном шве равно 226,8 МПа (рисунок 2.35).

Несущая способность узла с фланцем толщиной 30 мм - 146,6 %.

После численного расчета соединения в *IDEA StatiCa* был проведен анализ зависимостей напряжений в теле трубы, в пластине фланца, в сварном шве, соединяющем трубу с фланцем, растягивающих усилий в болтах, а также несущей способности и материалоемкости узла от толщины фланца:

- Напряжения в теле трубы не зависят от изменения толщины фланца;
- Напряжения в пластине фланца с увеличением его толщины уменьшаются от 94,1 МПа до 53,6 МПа;
- Напряжения в ребрах жесткости не зависят от изменения толщины фланца;
- Напряжения в сварном шве не зависят от изменения толщины фланца;
- Максимальные растягивающие усилия в болтах уменьшаются при увеличении толщины фланца от 93,4 кН до 72,3 кН;
- Несущая способность узла не зависит от изменения толщины фланца и равна 143,8-149,5%;
- Материалоемкость узла с увеличением толщины фланца возрастает от 175,3 кг до 203,2 кг.

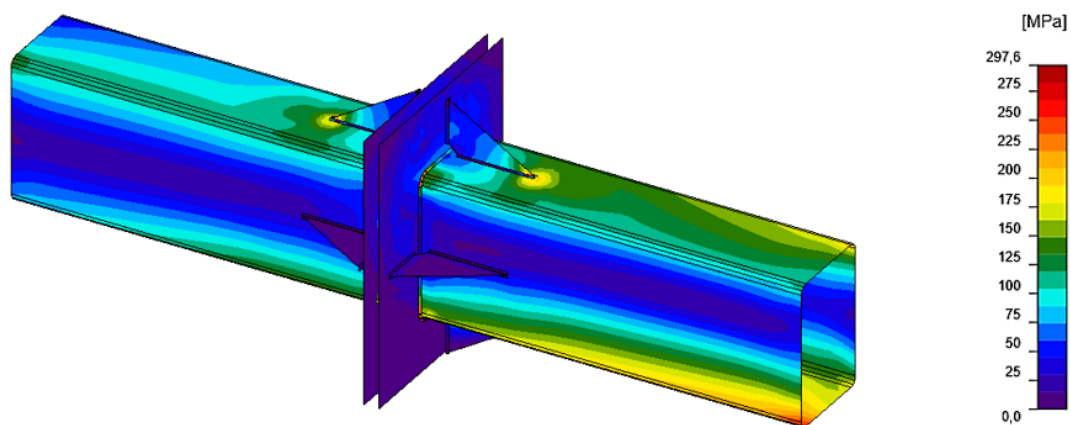


Рисунок 2.34 – Распределение напряжений в непрорезном фланцевом узле с ребрами жесткости.

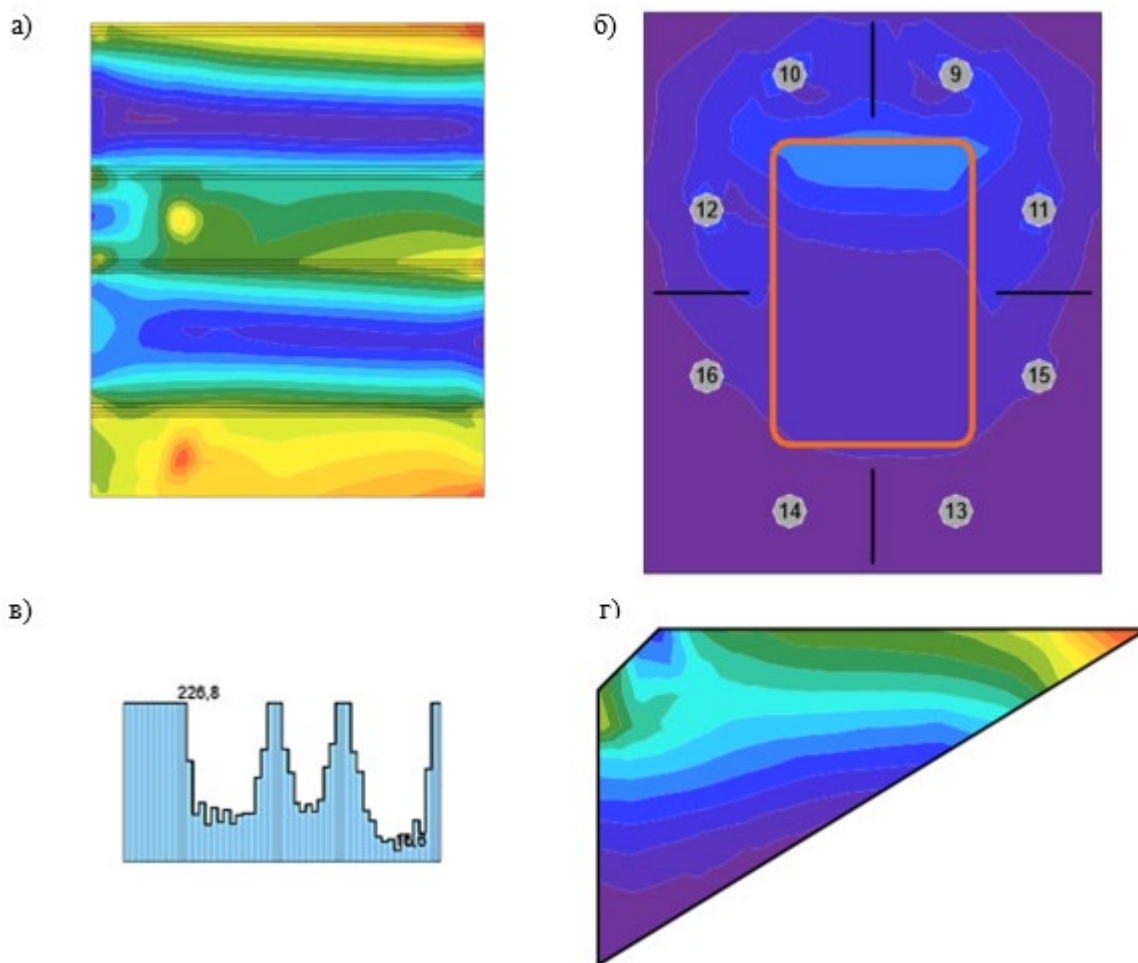


Рисунок 2.35 – Распределение напряжений: а) в теле трубы; б) в пластине фланца; в) в сварном шве; г) в ребре жесткости.

б) Прорезной фланцевый узел с ребрами жесткости – 2 вариант.

При таком варианте узла максимальные напряжения наблюдаются в теле трубы – 248,9 МПа, что превышает предел текучести стали С255 и компенсируется пластикой. В местах приварки ребер жесткости к трубе заметна локальная концентрация напряжений.

Наибольшие напряжения в пластине фланца достигаются в местах контакта с болтами растянутой зоны – 107,6 МПа, что меньше предела текучести стали С345 на 63,8 %.

Максимальные напряжения в ребрах жесткости – 249,1 МПа, что превышает предел текучести стали С255 и компенсируется пластикой.

Наибольшее напряжение в сварном шве равно 226,9 МПа (рисунок 2.37).

Несущая способность узла с фланцем толщиной 30 мм – 141,9 %.

После численного расчета соединения в *IDEA StatiCa* был проведен анализ зависимостей напряжений в теле трубы, в пластине фланца, в сварном шве, соединяющем трубу с фланцем, растягивающих усилий в болтах, а также несущей способности и материалоемкости узла от толщины фланца:

- Напряжения в теле трубы не зависят от изменения толщины фланца;
- Напряжения в пластине фланца с увеличением его толщины уменьшаются от 135,2 МПа до 78,5 МПа;
- Напряжения в ребрах жесткости не зависят от изменения толщины фланца;
- Напряжения в сварном шве не зависят от изменения толщины фланца.
- Максимальные растягивающие усилия в болтах уменьшаются при увеличении толщины фланца от 102,4 кН до 82,2 кН;
- Несущая способность узла не зависит от изменения толщины фланца и равна 139,1-145,3%;
- Материалоемкость узла с увеличением толщины фланца возрастает от 168,0 кг до 191,4 кг.

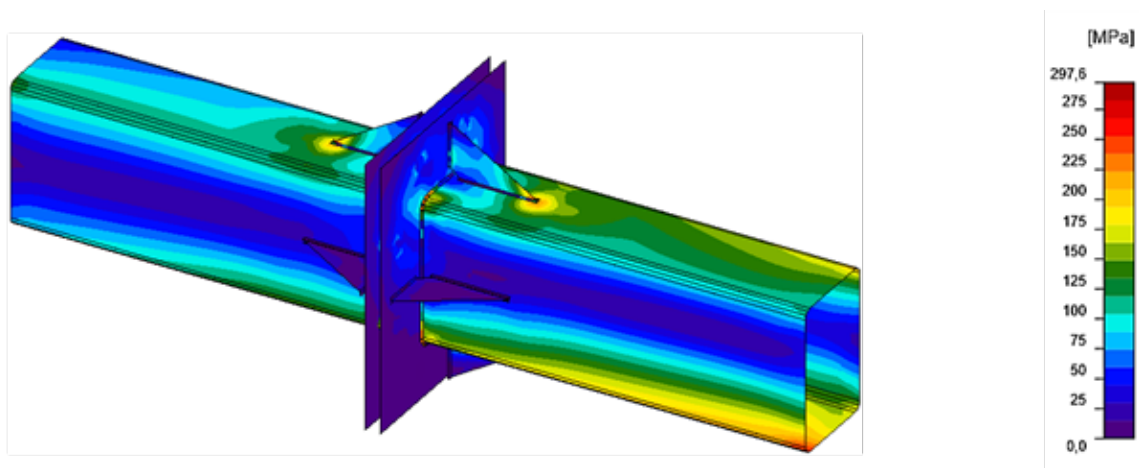


Рисунок 2.36 – Распределение напряжений в прорезном фланцевом узле с ребрами жесткости.

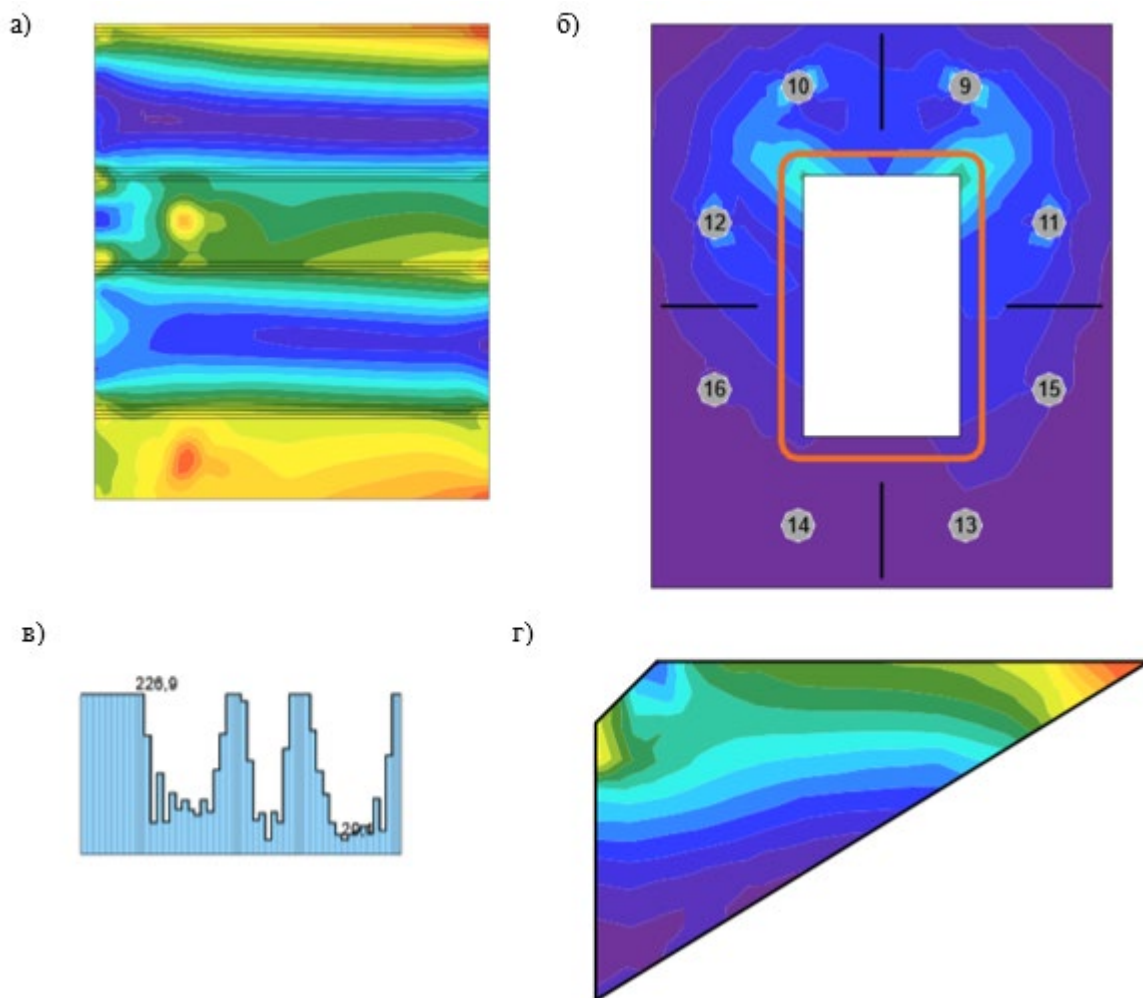


Рисунок 2.37 – Распределение напряжений: а) в теле трубы; б) в пластине фланца; в) в сварном шве; г) в ребре жесткости.

Сравнение результатов расчета

Зависимости напряжения в пластине фланца, напряжения в трубе, напряжения в ребрах жесткости, напряжения в сварном шве присоединения трубы к фланцу, максимальные растягивающие усилия в болтах от толщины фланца представлены на рисунках 2.38 – 2.44.

1) Напряжения в теле трубы:

В местах крепления на сварке ребер жесткости заметна локальная концентрация напряжений в теле трубы. В узлах без ребер жесткости локальная концентрация в теле трубы наблюдается в месте стыка ее с пластиной фланца. Напряжения в трубе не зависят от толщины фланца.

Наибольшие напряжения в трубе во всех типах исполнениях узла практически идентичны и равны 248,9 МПа. Значения напряжения в

незначительных областях превышают расчетные сопротивления стали и компенсируются пластикой.

2) Напряжения в пластине фланца:

Напряжения в пластине фланца во всех типах исполнения узлов максимальны в местах контакта с болтами.

Максимальные напряжения наблюдаются в прорезном узле без ребер жесткости.

Максимальные напряжения в пластине фланца непрорезного и прорезного узлов с ребрами жесткости по 1 варианту меньше, чем непрорезного и прорезного узлов с ребрами жесткости по 2 варианту.

3) Напряжения в ребрах жесткости:

Напряжения в ребрах жесткости у непрорезного и прорезного узлов в 1 и 2 варианте практически одинаковы и равны: 236,1 МПа и 237,3 МПа - для 1 варианта; 249,1 МПа и 249,1 МПа – для 2 варианта соответственно. Причем в 1 варианте исполнения узла с ребрами жесткости напряжения меньше.

4) Напряжения в сварном шве:

Наибольшие напряжения в сварном шве наблюдаются в прорезном узле без ребер жесткости – 228,5 МПа, далее в непрорезном узле без ребер жесткости – 227,5 МПа, затем в непрорезном и прорезном узле с ребрами жесткости 2 варианта исполнения – 226,8 МПа и 226,9 МПа соответственно. В непрорезном и прорезном узлах с ребрами жесткости 1 варианта исполнения напряжения в сварке наименьшие – 226,5 МПа.

5) Растягивающие усилия в болтах:

Наименьшие растягивающие усилия в болтах наблюдаются при максимальной толщине фланца 40 мм. В порядке убывания растягивающих усилий в болтах узлы идут в следующей последовательности: прорезной узел без ребер жесткости – 107,7 МПа, далее непрорезной узел без ребер жесткости – 94,7 МПа, затем прорезной и непрорезной узел с ребрами жесткости 2 варианта исполнения – 93,1 МПа и 84,9 МПа соответственно. В прорезном и непрорезном узлах с ребрами жесткости 1 варианта исполнения

растягивающие усилия в болтах наименьшее 72,0 МПа и 69,6 МПа соответственно.

б) Несущая способность:

Наибольшей несущей способностью обладают непрорезной и прорезной фланцевые узлы с ребрами жесткости 1 варианта исполнения с одинаковым значением 166,7-165,9 %.

У непрорезного и прорезного фланцевых узлов с ребрами жесткости 2 варианта исполнения несущая способность достигает 143,8-149,5 % и 139,1-145,3% соответственно.

У непрорезного и прорезного узлов без ребер жесткости несущая способность наименьшая 119,0-125,0 % и 113,3-120,8% соответственно.

7) Материалоемкость:

Для упрощения расчета длина труб принята 1 м.

Наиболее материалоемкие узлы – непрорезные с ребрами жесткости 1 и 2 варианта исполнения 113,0-140,7 кг и 112,4-140,0 кг соответственно. Менее материалоемким является непрорезной фланцевый узел без ребер жесткости 110,5-138,2 кг. Далее прорезные узлы с ребрами жесткости 1 и 2 варианта исполнения 105,7-128,9 кг и 105,0-128,3 кг соответственно. Наименее материалоемкий – прорезной узел без ребер жесткости 103,2-126,4 кг.

Площадь использования материала больше у прорезного узла без ребер жесткости, далее у прорезных узлов с ребрами жесткости, затем у непрорезных узлов без ребер жесткости. У непрорезного узла с ребрами жесткости площадь использования наименьшая.

Также были рассчитаны коэффициенты для трех форм потери устойчивости для каждого исполнения узла (таблице 2.6).

Для удобства сравнения эффективности работы фланцевого соединения для каждого варианта исполнения узла был рассчитан коэффициент K_1 , как отношение несущей способности к материалоемкости (таблица 2.7).

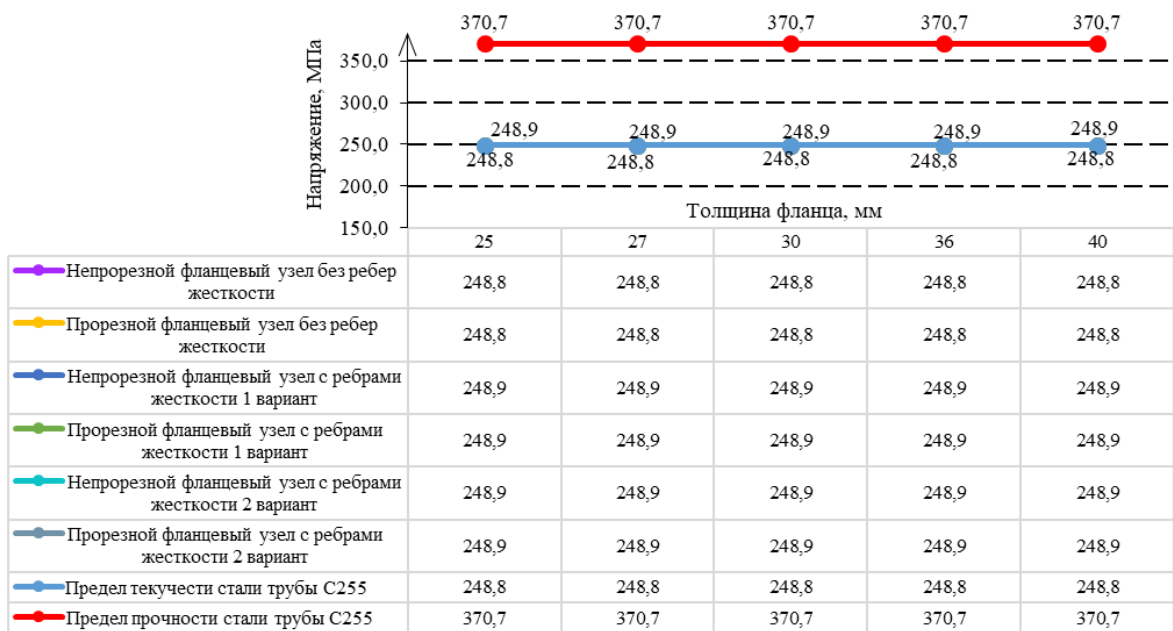


Рисунок 2.38 – График зависимости напряжения в теле трубы от толщины фланца.

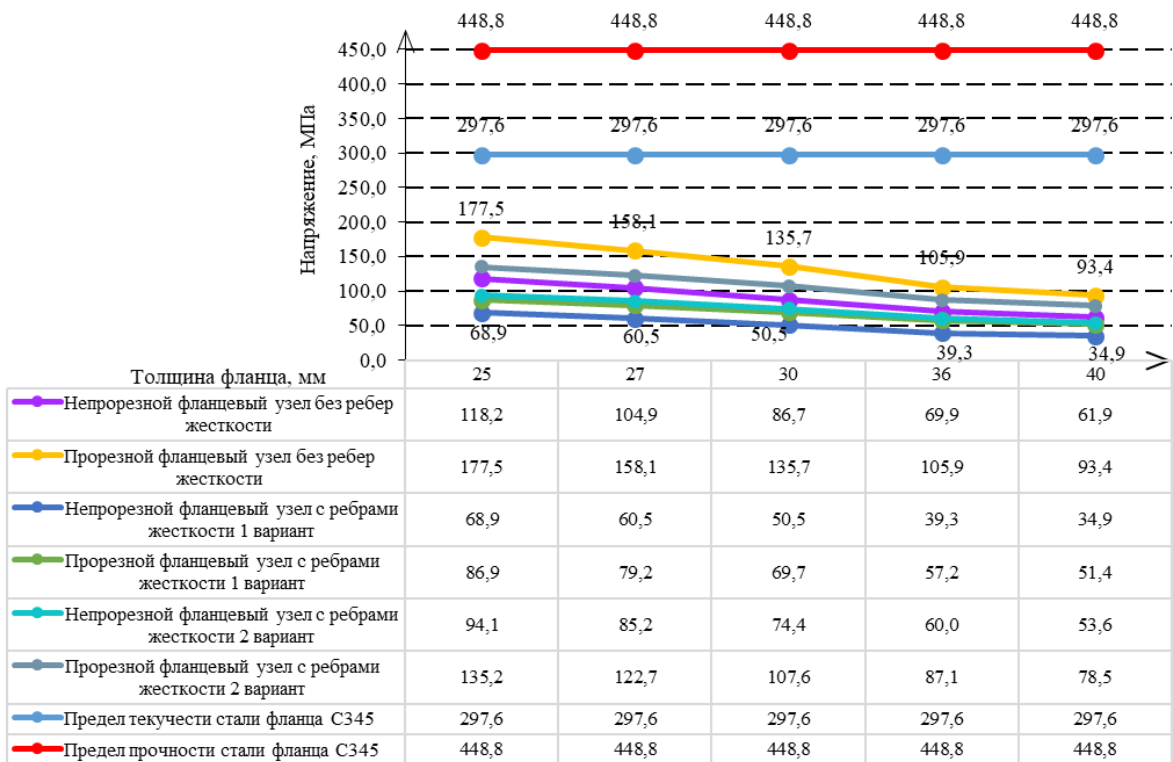


Рисунок 2.39 – График зависимости напряжения в пластине фланца от его толщины.

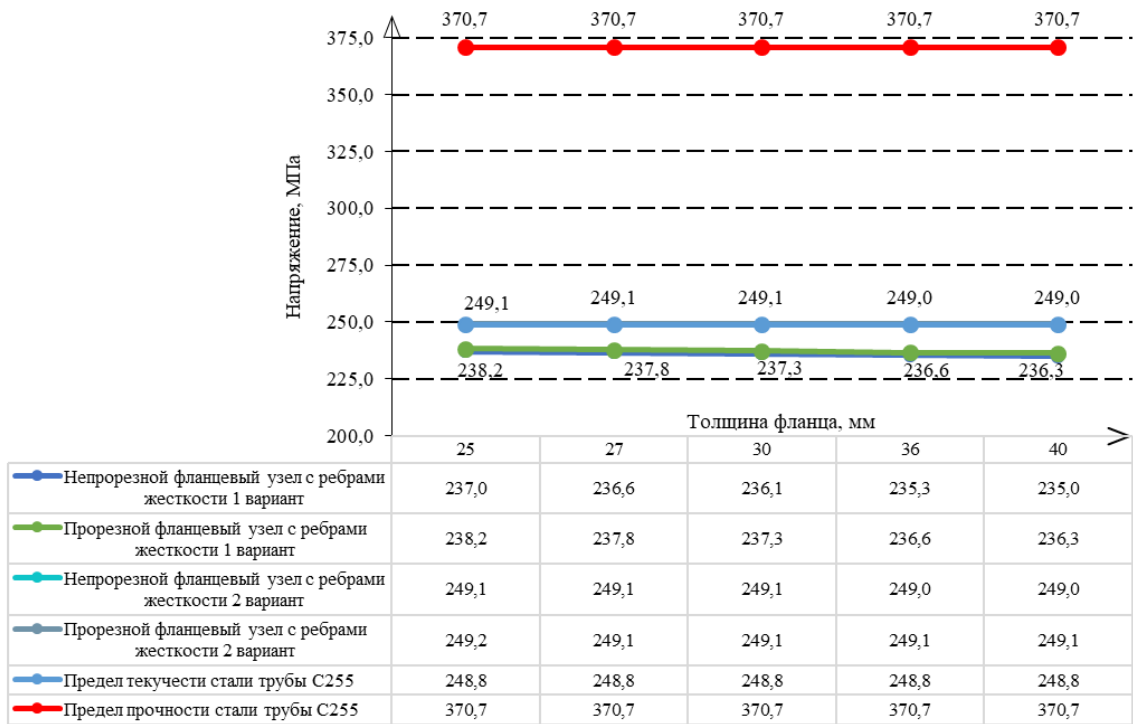


Рисунок 2.40 – График зависимости напряжения в ребре жесткости от толщины фланца.

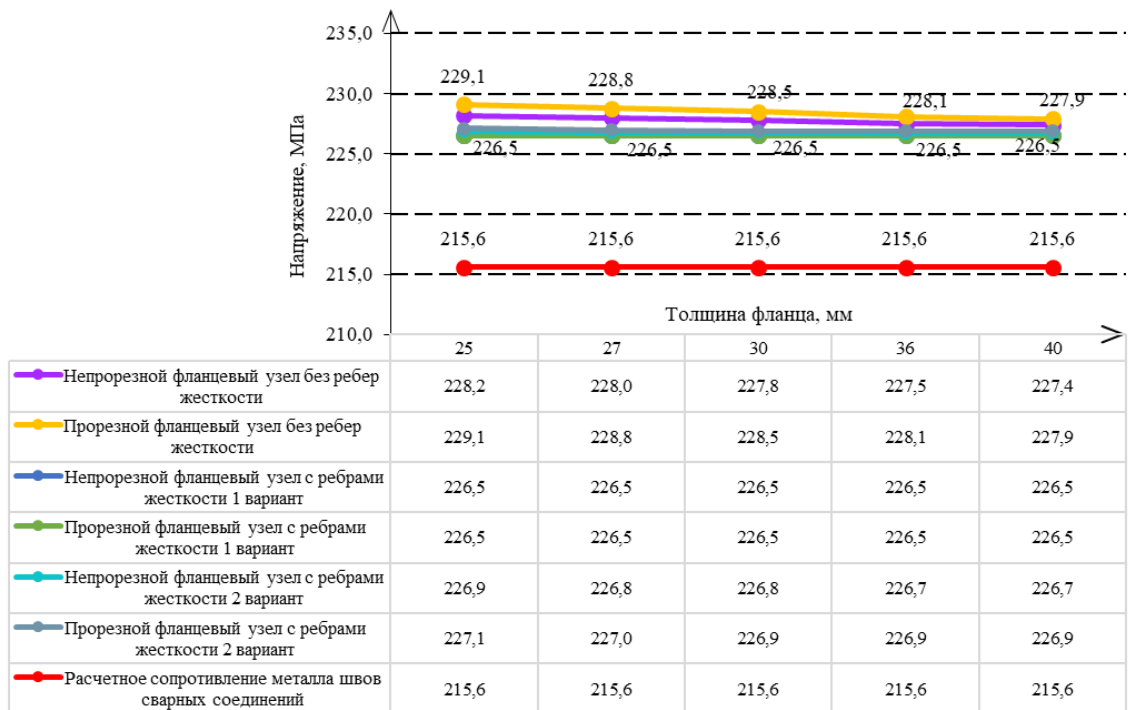


Рисунок 2.41 – График зависимости напряжения в сварном шве от толщины фланца.

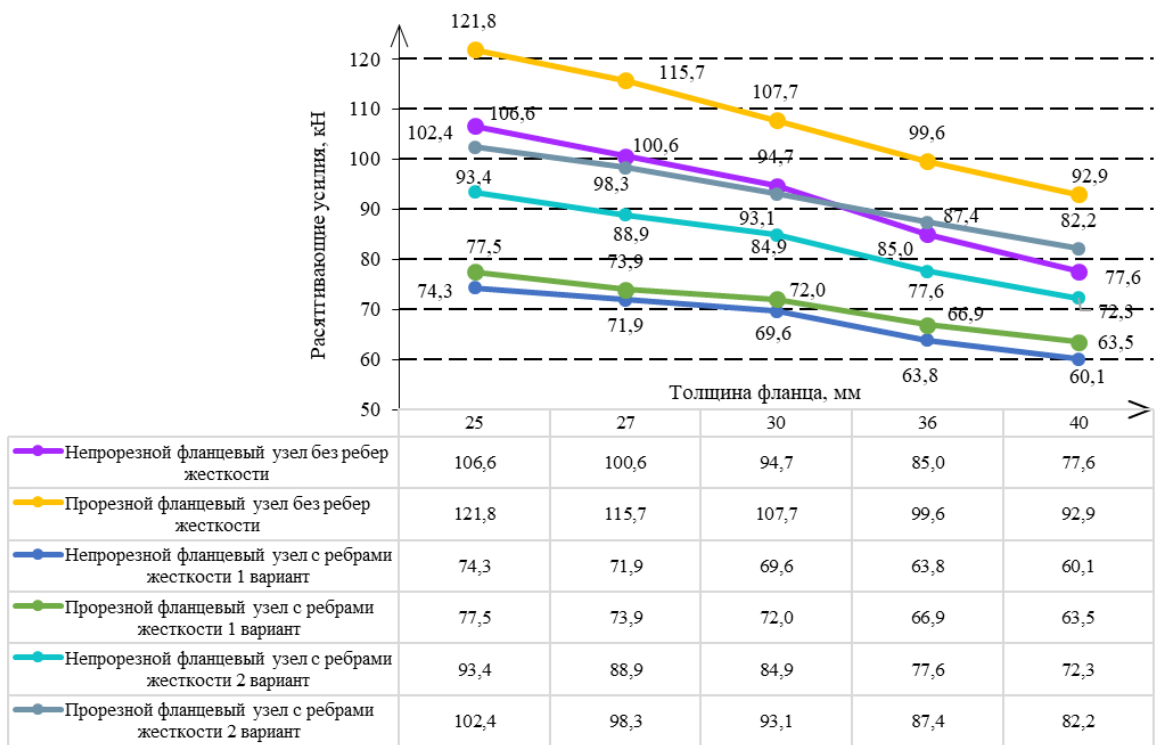


Рисунок 2.42 – График зависимости растягивающего усилия в болте от толщины фланца.

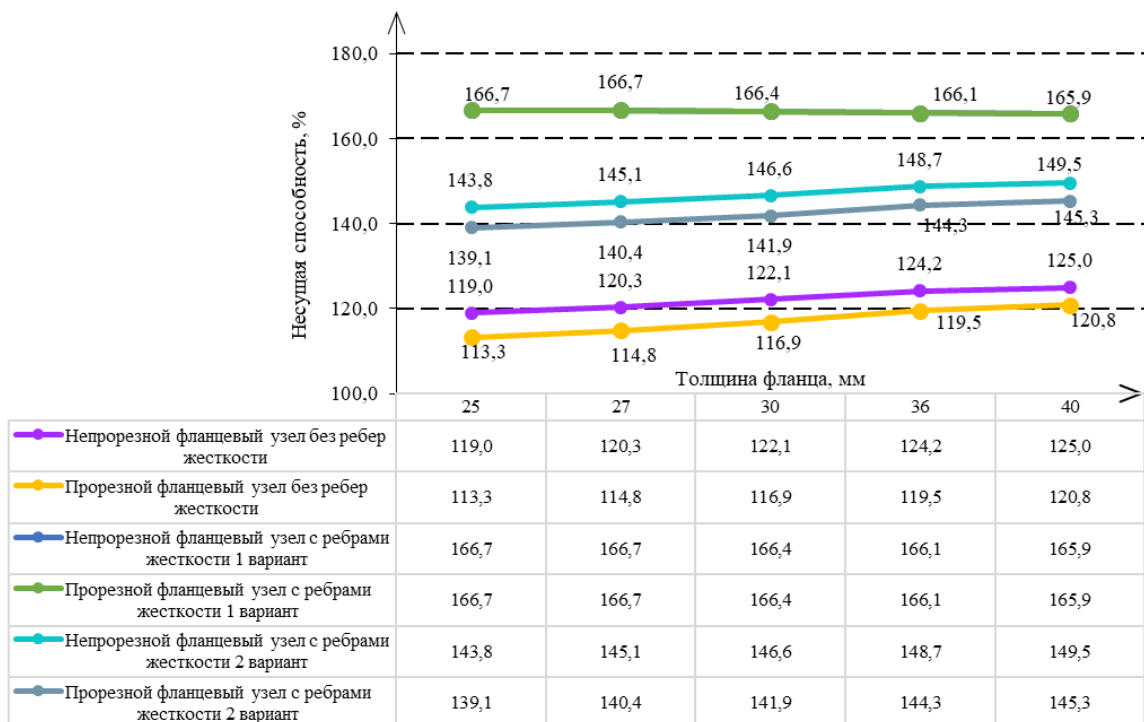


Рисунок 2.43 – График зависимости несущей способности от толщины фланца.

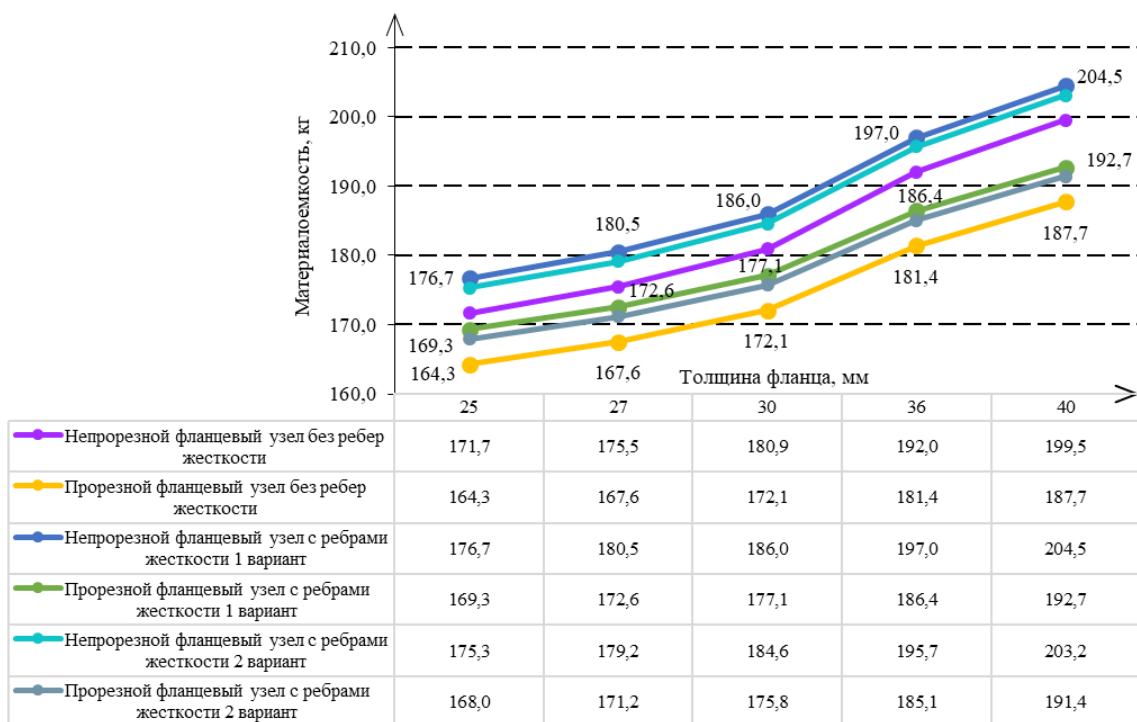


Рисунок 2.44 – График зависимости материалоемкости от толщины пластины фланца.

Таблица 2.6 – Коэффициенты потери устойчивости для Узла 2 из гнутосварных труб прямоугольного сечения.

Фланцевый узел из гнутосварных труб прямоугольного сечения						
	Форма потери устойчивости	Толщина фланца				
		25 мм	27 мм	30 мм	36 мм	40 мм
Непрорезной фланцевый узел без ребер жесткости	1	9,35	9,37	9,38	9,40	9,41
	2	9,85	9,85	9,86	9,86	9,85
	3	10,06	10,10	10,15	10,22	10,26
Прорезной фланцевый узел без ребер жесткости	1	9,27	9,30	9,32	9,36	9,37
	2	9,82	9,82	9,83	9,83	9,83
	3	9,92	9,98	10,04	10,14	10,19
Непрорезной фланцевый узел с ребрами жесткости по 1 варианту	1	9,18	9,18	9,17	9,15	9,14
	2	9,26	9,26	9,25	9,24	9,23
	3	10,33	10,33	10,33	10,33	10,32
	1	9,18	9,17	9,17	9,15	9,14

Прорезной фланцевый узел с ребрами жесткости по 1 варианту	2	9,26	9,25	9,25	9,23	9,23
	3	10,31	10,31	10,31	10,31	10,31
Непрорезной фланцевый узел с ребрами жесткости по 2 варианту	1	9,26	9,26	9,25	9,23	9,22
	2	9,43	9,43	9,43	9,41	9,40
	3	10,97	10,97	10,97	10,96	10,96
Прорезной фланцевый узел с ребрами жесткости по 2 варианту	1	9,26	9,25	9,25	9,23	9,22
	2	9,43	9,43	9,42	9,41	9,40
	3	10,96	10,96	10,96	10,95	10,95

Таблица 2.7 – Коэффициент K1 (отношения несущей способности к материалоемкости).

	Непрорезной фланцевый узел без ребер жесткости	Прорезной фланцевый узел без ребер жесткости	Непрорезной фланцевый узел с ребрами жесткости по 1 варианту	Прорезной фланцевый узел с ребрами жесткости по 1 варианту	Непрорезной фланцевый узел с ребрами жесткости по 2 варианту	Прорезной фланцевый узел с ребрами жесткости по 2 варианту
K1	0,67	0,68	0,89	0,94	0,79	0,81

ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 2

1. Сравнение значений критической силы потери устойчивости и коэффициентов продольного изгиба образцов, полученных экспериментально и по нормативным расчетным методикам, дало расхождение 5% и 7% соответственно. Данная погрешность может быть объяснена высокой чувствительностью данных характеристик к геометрической форме образца, который всегда имеет некоторую начальную кривизну. В целом, полученные результаты позволяют говорить о том, что нормативная методика расчета устойчивости центрально-сжатых стержней довольно точно отражает реальную работу конструкций и обеспечивает их безопасную эксплуатацию.

2. Материалоемкость купола из круглых труб – 32,98 т, из профильной трубы – 30,49 т. Следовательно, использование прямоугольных труб является экономически более выгодным.

3. Смоделированы и рассчитаны 6 вариантов конструктивных решений монтажного узла из гнутосварных труб прямоугольного сечения (Узел 1). Наибольшей несущей способностью обладает разработанный узел крепления через прокатный равнополочный уголок – 198,7%. Устойчивость узла по первым формам так же выше, чем у прочих. Наименее материалоемким является второй вариант исполнения узла, в котором элементы связей сдвинуты к прогонам – 245,71 кг. Компромиссным вариантом может быть вариант узла с усиливающей накладкой, так как коэффициент использования по материалоемкости $K_1 = 0,70$.

Смоделированы и исследованы 3 варианта конструктивных решений монтажного узла из труб круглого профиля. Разработанные узлы обладают значительной несущей способностью и высокой устойчивостью. Несущая способность второго варианта конструкции узла, в котором элементы связей сдвинуты к прогонам – 481,0 %, что заметно выше, чем у других вариантов. Более того, данный узел является также самым экономичным по материалоемкости. Применение данного узлового соединения полностью оправданно.

4. Рассмотрены 4 варианта исполнения фланцевого узла из круглых труб и 6 вариантов фланцевого узла из прямоугольных труб при следующих толщинах фланца: 25, 27, 30, 40 мм. Из результатов расчета следует:

- Напряжения в теле трубы не зависят от толщины фланца;
- Напряжения в пластине фланца во всех типах исполнения узлов максимальны в местах контакта с болтами;
- Наибольшие напряжения в сварном шве наблюдаются в прорезном узле без ребер жесткости – 240,1 МПа (узел из круглых труб) и 228,5 МПа (узел из прямоугольных труб); в непрорезном узле из круглых труб с ребрами жесткости напряжения в сварке наименьшие – 200,3 МПа;

– Наименьшие растягивающие усилия в болтах наблюдаются при максимальной толщине фланца 40 мм;

– Наибольшей несущей способностью в случае использования круглых труб обладают непрорезной и прорезной фланцевые узлы с ребрами жесткости $\approx 194,0$ %. В случае прямоугольных труб наибольшей несущей способностью обладают непрорезной и прорезной фланцевые узлы с ребрами жесткости 1 варианта исполнения с одинаковым значением 166,7-165,9 %;

– Несущая способность конкретного узла мало зависит от толщины фланца;

– Наиболее материалоемкий узел – непрорезной узел и круглых труб с ребрами жесткости 194,7-236,6 кг. Менее материалоемким является непрорезной фланцевый узел из труб прямоугольного сечения без ребер жесткости 110,5-138,2 кг;

– Площадь использования материала наибольшая у прорезного узла без ребер жесткости.

Характер работы узлов из круглых и прямоугольных идентичен. Применение того или иного варианта исполнения может быть продиктовано конкретными решаемыми задачи. Оптимальный вариант фланцевого соединения из круглых труб – прорезной узел с ребрами жесткости (коэффициент использования по материалоемкости $K_1 = 1,01$), из прямоугольных труб – прорезной узел с ребрами жесткости по 1 варианту ($K_1 = 0,94$).

Ребра жесткости следует располагать вдоль углов профиля – Узел 2 с ребрами жесткости по 1 варианту, что подтверждается численными результатами данной работы и Рекомендациями [43].

Увеличение толщины фланца с 25 мм до 40 мм не приводит к заметному увеличению несущей способности (не более чем на 7,5%).

Для увеличения несущей способности необходимо стремиться не к увеличению материалоемкости узла, а к улучшению его конструкции.

ГЛАВА 3. ЧИСЛЕННЫЕ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ТРУБОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

3.1 Общие сведения о трубобетоне

Современные технологии в сфере строительства призваны обеспечивать высокую надежность зданий, сокращать сроки строительства, облегчать разработку проектов в сложных условиях и делать объекты значительно привлекательнее за счет применения индивидуальных архитектурно-планировочных решений. Основополагающий принцип проектирования о совмещении функций различных элементов в полном объеме с успехом реализуется в сталежелезобетонных конструкциях.

Трубобетон является разновидностью сталежелезобетонных конструкций и представляет собой комплексную конструкцию, состоящую из работающих совместно металлической оболочки (стальной трубы) и бетонного или железобетонного сердечника (рисунок 3.1). Для бетона в трубобетонном элементе характерно состояние трехосного сжатия и потому несущая способность и деформативность трубобетона при сжатии значительно увеличивается. Металлическая трубчатая оболочка играет роль и продольной, и поперечной арматуры и одновременно несъемной опалубки, что позволяет упростить процесс возведения несущего каркаса зданий и сооружений.

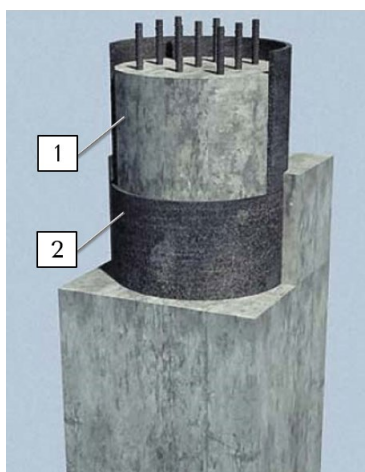


Рисунок 3.1 – Модель трубобетонного элемента: 1 – железобетонное (бетонное) ядро; 2 – стальная труба-оболочка.

Как известно, применение трубобетонных элементов в наземном строительстве мало распространено и ограничено, в основном, высотными объектами. Характерный размер поперечного сечения в таких конструкциях редко оказывается ниже 1000 мм, что ограничивает их применение в промышленных и гражданских объектах.

Сравнивая трубобетон с классическими материалами, входящими в его состав, можно заметить следующее:

– Основное преимущество «чистых» металлических конструкций – высокая прочность. Однако, в силу малого коэффициента неупругой работы стали данный тип конструкций очень плохо демпфирует энергию, имеет наибольшие резонансные эффекты;

– Железобетон обладает хорошими демпфирующими свойствами, но он склонен к распространению трещин при динамической работе, плохо сопротивляется ударным нагрузкам;

– Потеря местной и общей устойчивости стальной трубы преодолевается за счет внутреннего давления бетонной конструкции, что позволяет повысить сопротивляемость горизонтальным перемещениям, а также действию гравитационных сил от собственного веса. В свою очередь внешняя стальная оболочка выступает в роли и продольного, и поперечного армирования, воспринимая возникающие в конструкции усилия любой ориентации. В условиях продольного сжатия реактивное боковое давление на бетонное ядро со стороны стальной оболочки создает для бетонной составляющей конструкции благоприятные условия ее работы – объемное сжатие – что повышает его прочностные и деформационные характеристики. Труба же в свою очередь препятствует образованию микротрещин разрыва бетона, который стремится увеличить свои размеры в радиальном направлении.

Таким образом, трубобетон способен объединить все названные преимущества стальных и железобетонных конструкций, снивелировав их недостатки: накопление повреждений, в том числе при ударе, практически

исключено, демпфирующие свойства и высокая прочность имеют порядки, как правило, большие, чем у «классических» конструкций.

3.2 Подходы к расчету трубобетонных конструкций в мировой практике

Изучению свойств трубобетонных конструкций, а также поведения трубобетонных элементов значительных диаметров под воздействием различного рода нагрузок в отечественном [5, 7, 9, 22-29] и зарубежном [60, 61, 70-78] научном сообществе уделяется большое внимание. Следует отметить, что исследования на данную тему ведутся как экспериментальными [28, 29, 44, 45, 50, 56, 70, 72, 74], аналитическими [13, 20, 23, 25, 26, 36, 39, 40, 57, 76, 78], так и численными методами [20, 31, 32, 34]. Также в последние годы наблюдается повышенный интерес к исследованиям в области малогабаритных трубобетонных конструкций [25, 27, 29, 44, 45, 50, 56, 69, 77].

Наиболее весомый вклад среди российских ученых внес доктор технических наук Кришан А.Л. [24-29], в том числе он проводил исследования по изучению работы трубобетонных элементов с предварительно обжатым ядром [26], расчета несущей способности трубобетонных колонн с учетом их гибкости [29] и многие другие.

Независимо от того, какие именно размеры сечений применяются при строительстве, существует целый ряд проблем и противоречий, связанных с расчетом и определением напряженно-деформированного состояния (НДС) трубобетонных конструкций. В связи с этим дальнейшие исследования НДС трубобетонных конструкций и разработка методики расчета, позволяющей наиболее полно учитывать совместную работу материалов, являются актуальными и, более того, необходимыми задачами.

В настоящий момент в единственном отечественном нормативном документе [49], регламентирующем правила проектирования подобного рода конструкций, расчет по первой группе предельных состояний содержит в себе лишь расчет по прочности, путем проверки прочности арматуры, бетона и стальной оболочки. Суммарные усилия раскладываются и распределяются по

трем слагаемым, при этом не всегда ясно, какую именно долю усилия принимает на себя каждая из частей композитного сечения. Важно подчеркнуть, что методики расчета на устойчивость, актуальные для конструкций малогабаритных сечений, не разработаны. Также отсутствуют методики расчета трубобетонных конструкций на динамические воздействия.

В 1932 году профессор А. А. Гвоздев впервые в мире опубликовал работу по методике расчета трубобетона как конструкции [17]. Опыт применения трубобетона имеется в США, Японии и ряде Европейских стран, но наиболее широко на данный момент трубобетон применяется в Китае, где создана соответствующая нормативная база. В стране насчитывается более 30 небоскребов, несущие конструкции которых выполнены в трубобетонном исполнении, а также более 250 арочных трубобетонных мостов.

С 1980 года в Академии строительных наук Китая, проводились большие экспериментально-теоретические исследования трубобетонных колонн из обычных и высокопрочных бетонов и совершенствовались методы их расчета. Существует два китайских аналитических метода расчета несущей способности трубобетонных элементов:

– «унифицированный китайский» метод, предложенный китайскими учеными *Min Yu, Xiaoxiong Zha, Jianqiao Ye, Yuting Li* для расчета прочности и устойчивости трубобетонных элементов с произвольным поперечным сечением (включая пустотелые трубы) при осевом нагружении;

– метод, предложенный *Min Yu, Xiaoxiong Zha, Jianqiao Ye, Chunyan She* для расчета прочности и устойчивости трубобетонных элементов круглого поперечного сечения.

Альтернативой рассмотренным выше методам определения несущей способности трубобетонных элементов при сжатии является «украинский» метод Л.И. Стороженко, который позволяет определять предельную нагрузку на трубобетонные элементы круглого поперечного сечения при осевом сжатии. Этот метод включен в действующий стандарт Украины.

Другой известной расчетной моделью является метод Еврокода 4 (EN 1994) «Проектирование композитных сталебетонных конструкций».

Вышеперечисленные расчетные модели при сравнительном анализе дают в большое расхождение в значениях несущей способности трубобетонного элемента – максимальная разница в результатах расчета составляет 30% [40]. При этом каждая из них имеет свои недостатки, подтвержденные экспериментальными данными.

Таким образом, в настоящее время в Российской Федерации отсутствуют проработанные нормированные расчетные методики для трубобетонных конструкций, что делает невозможным их применение в гражданском и промышленном строительстве. Существующие зарубежные методы, ввиду широкого диапазона расхождения результатов, нуждаются в дальнейшем совершенствовании и верификации с использованием экспериментальных данных, что позволит повысить точность расчетов и обеспечить более высокую надежность.

Учитывая вышесказанное, проведение численных и экспериментальных исследований прочности и устойчивости трубобетонных стержней является актуальной темой для научных исследований и может привести к разработке действенных инженерных методик по расчету и конструированию трубобетонных элементов.

3.3 Экспериментальное исследование прочности и устойчивости композиционных трубобетонных образцов малогабаритных сечений

Применение трубобетонных конструкций малогабаритных (до 500 мм) сечений может оказаться весьма эффективным, если в перечне требований одновременно оказываются следующие:

1. сохранение повышенной несущей способности;
2. сопротивление накоплению повреждений и микродефектов различной природы;
3. сопротивление удару;
4. демпфирующие свойства, сопротивление резонансу.

Пунктам 1-3 соответствуют металлические конструкции, широко применяемые в промышленности. Тем не менее, несоответствие пункту 4 является недостатком металлических конструкций, что приводит в ряде случаев к глобальному удорожанию.

Бетонные и железобетонные конструкции, в свою очередь, заметно проигрывают по пунктам 1-3, при этом обладая значительными демпфирующими свойствами.

В условиях тяжелого производства с наличием тяжелых динамических режимов работы важными являются все 4 перечисленных пункта, таким образом внедрение трубобетонных конструкций малогабаритных сечений является актуальной задачей. Следует отметить, что примеры экспериментальных проектов с малогабаритными несущими трубобетонными элементами уже имеются в Китае (рисунок 3.2), однако даже там подобного рода здания являются единичными случаями, ввиду недостаточной изученности вопроса поведения трубобетонных конструкций малого сечения.

Главной причиной, тормозящей распространение малогабаритных конструкций в качестве несущих элементов, является недостаточная разработанность, в особенности, отечественных норм по проектированию и расчету трубобетонных конструкций. В мировом научном сообществе наблюдаются значительные расхождения в вопросах предельного состояния трубы, что затрудняет выбор методики расчетов. Современные методики не учитывают или же учитывают не в комплексе свойства материалов и особенности сопротивления трубобетонных элементов деформированию, как при кратковременной, так и при длительной нагрузке, не всегда четко раскрывают вопрос о внутренней статической неопределенности трубобетонного сечения, проблемы адгезии бетона и металла, устойчивости элементов даже при статическом нагружении.

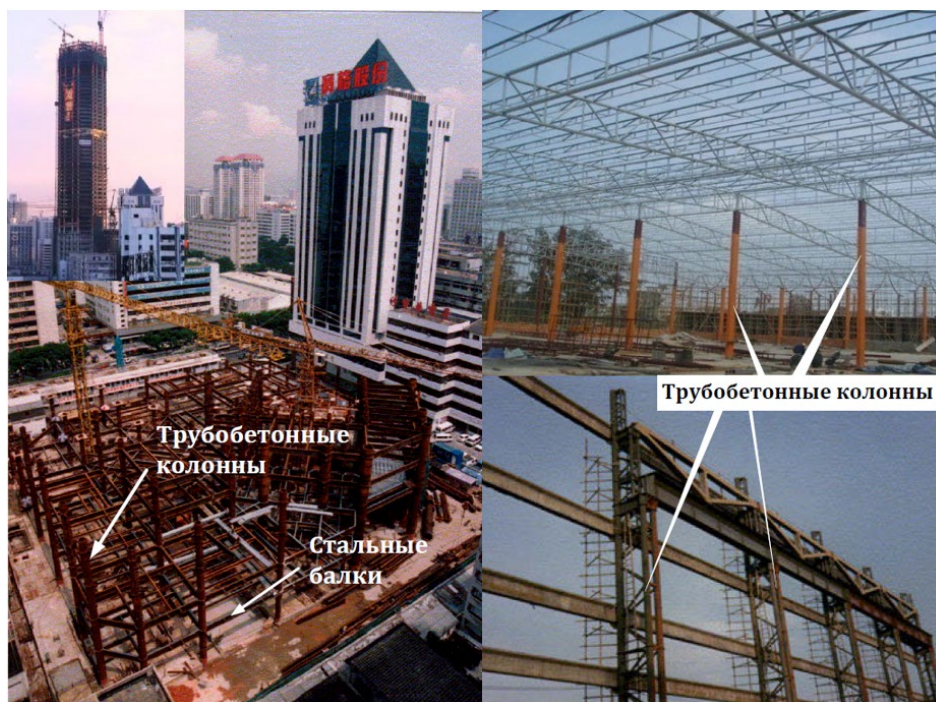


Рисунок 3.2 – Примеры использования сжатых малогабаритных трубобетонных элементов в качестве несущих конструкций в Китае.

3.3.1 Объект исследования

Объектами исследования являются специально изготовленные образцы с различным сочетанием стали и бетона: бетон, железобетон с гибким армированием, полые стальные трубы, трубобетон неармированный, трубобетон армированный.

При описании экспериментальных исследований использована следующая индексация образцов (рисунок 3.3)

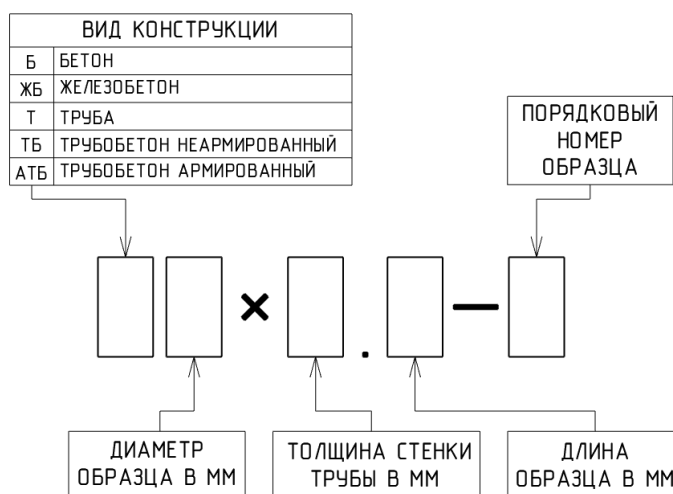


Рисунок 3.3 – Порядок индексации испытываемых образцов.

Пример:

Первый в серии испытаний трубобетонный неармированный образец диаметром 76 мм с диаметром трубы 3,5 мм длиной 700 мм:

ТБ76×3,5.700-1

Второй в серии испытаний железобетонный образец диаметром 60 мм длиной 100 мм:

ЖБ60.100-2

3.3.2 Исследование вопросов прочности малогабаритных трубобетонных образцов

На первом этапе исследования для обоснования эффективности применения композитных трубобетонных элементов и изучения свойств нелинейного увеличения несущей способности в трубобетонных конструкциях были проведены испытания на прочность коротких образцов пяти типов конструкций: бетон, железобетон, стальная труба, трубобетон, армированный трубобетон (рисунок 3.4). Диаметр всех образцов составлял 76 мм, толщина стенки трубы – 3,5 мм, диаметр арматуры – 6 мм. Труба выполнена из стали 09Г2С, арматура класса А400, бетон класса В12,5. Для изготовления бетонной смеси были приняты пропорции, приведенные в таблице 3.1.

Таблица 3.1 – Состав бетонной смеси для изготовления образцов.

Материал	Объемная доля	Плотность, г/см ³	Объем, л	Масса, кг	Водоцементное отношение (масса)
Цемент М400	1,00	1,44	0,51	0,74	0,70
Гравий мелкозернистый (максимальная фракция 5-10 мм)	3,90	1,60	2,00	3,20	
Песок	2,00	1,50	1,03	1,54	
Вода	0,99	1,00	0,52	0,52	
Прогнозируемый класс бетона: В12,5					

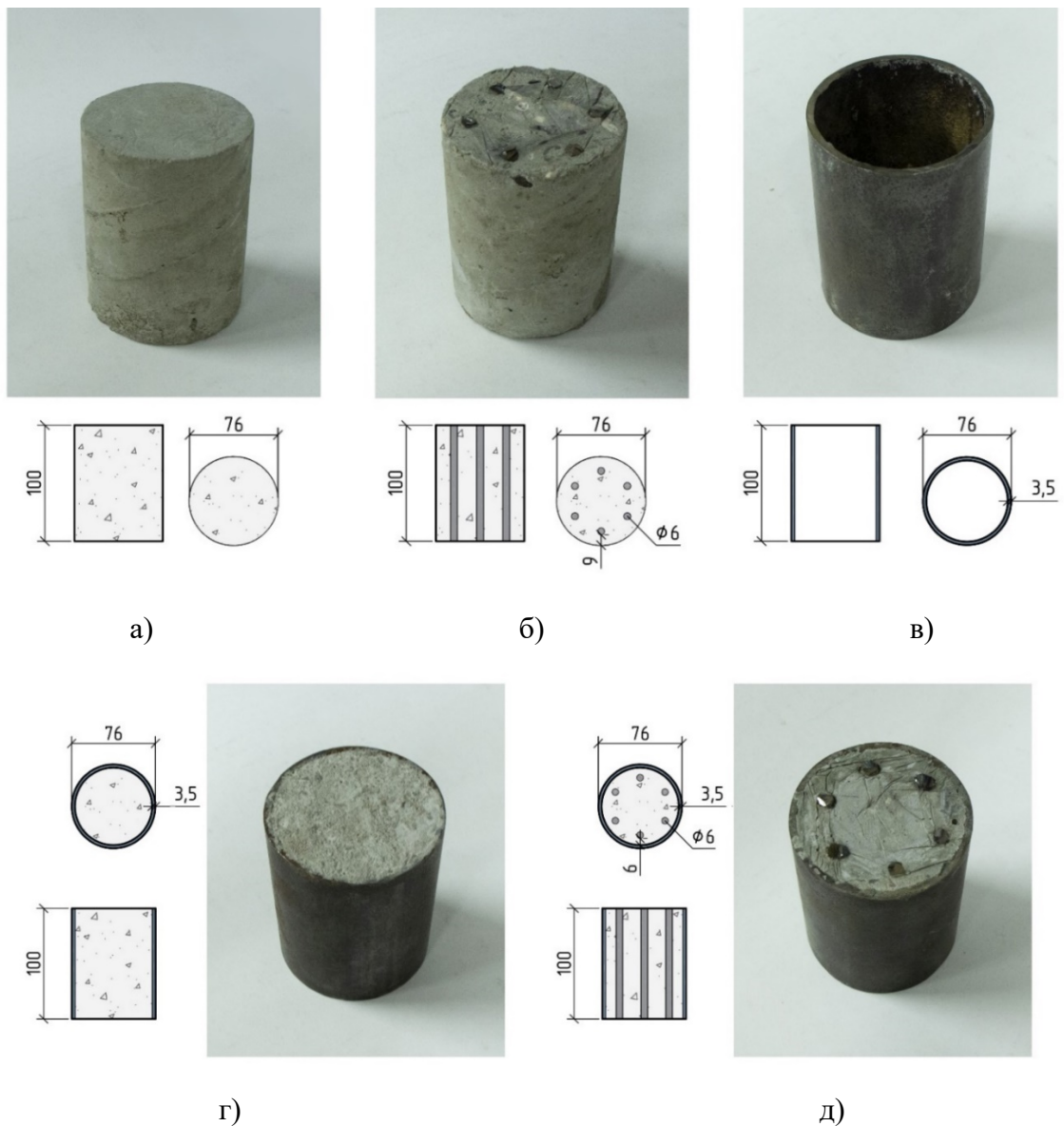


Рисунок 3.4 – Подготовленные образцы длиной 100 мм: а) бетон; б) железобетон; в) стальная труба; г) трубобетон; д) армированный трубобетон.

Учитывая размеры малогабаритного сечения образцов, при изготовлении бетонной смеси применялся гравий малой фракции, что позволило увеличить подвижность бетонной смеси.

Испытания проводились в лаборатории кафедры «Строительные конструкции» ФГБОУ ВО «ННГАСУ». Нагрузка прикладывалась плавно, с применением видеофиксации показаний приборов.

Для подтверждения марки стали арматуры (А400) была использована разрывная машина Р-5. Предел текучести соответствовал нагрузке 14,5 кН (513 МПа), а предел прочности – 17,2 кН (608 МПа).

Перед проведением испытаний проводилось выравнивание торцевых граней образцов путем нанесения слоя состава на основе эпоксидной композиции в соответствии с требованием ГОСТ 28570-2019. Испытания на центральное сжатие с целью определения разрушающей нагрузки проводились с помощью пресса П-125 с максимальной сжимающей нагрузкой 1200 кН. При этом фиксировалась разрушающая нагрузка, а также сближение пластин пресса для получения диаграмм деформирования (рисунок 3.5);

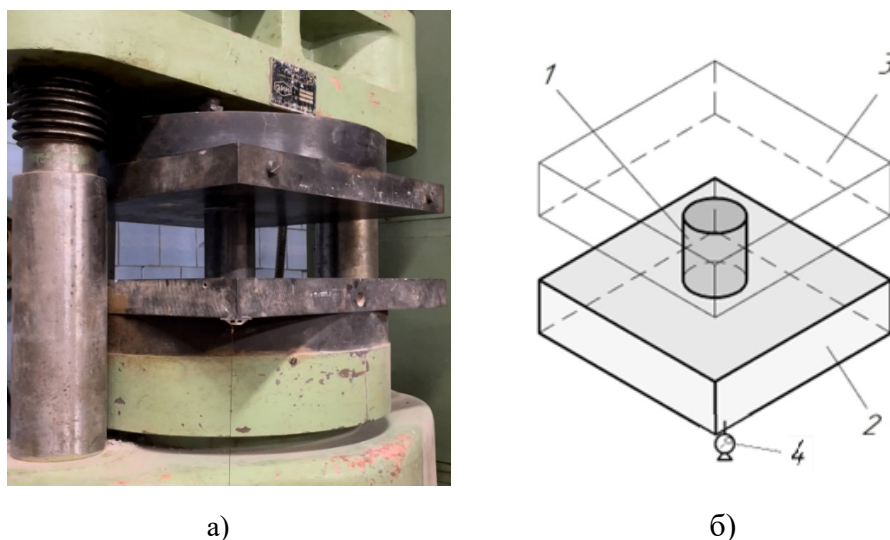


Рисунок 3.5 – Испытания образцов длиной 100 мм: а) общий вид; б) принципиальная схема экспериментальной установки: 1 – испытуемый образец; 2 – подвижная загрузающая пластина; 3 – неподвижная загрузающая пластина; 4 – индикатор для регистрации сближения пластин.

Ниже описан характер разрушения каждого из образцов, испытанных в возрасте 28 суток.

1. Бетонный образец разрушился хрупко, выдержав максимальную нагрузку в 49 кН. Таким образом, критическое напряжение составило 10,8 МПа, что соответствует прогнозируемому классу В12,5 с расчетным сопротивлением 9,5 МПа.

2. Железобетонный образец разрушился хрупко под действием нагрузки 58 кН. По характеру разрушения может быть сделан вывод, что оно произошло в результате потери устойчивости арматуры. Данное предположение подтверждает то, что несущая способность шести отдельно взятых стержней арматуры с расчетным сопротивлением 340 МПа составляет 57,7 кН. После

потери устойчивости арматуры, напряжения в оставшемся бетонном сечении составили 34,9 МПа, т.е. в три раза больше критических напряжений, при которых разрушился чистый бетонный образец, что и привело к моментальному хрупкому разрушению.

3. Стальная труба разрушилась при нагрузке 313 кН. Пластический характер деформирования наблюдался после нагрузки 291 кН, перед достижением максимального значения нагрузки произошло разрушение сварного шва. Номинальные напряжения в трубе достигли 390 МПа, что соответствует марке 09Г2С с условным пределом текучести 350 МПа.

4. Трубобетонный образец выдержал нагрузку в 498 кН. Потеря несущей способности образца произошла в результате разрушения шва трубы. В ходе испытаний наблюдался пластический характер деформирования после характерной нагрузки в 450 кН. В конечном счете элемент разрушился взрывообразно, радиус разлета осколков составил примерно 4 м.

5. Армированный трубобетонный образец разрушался подобно трубобетонному. Максимальная нагрузка составила 612 кН. Процесс также сопровождался пластическим деформированием перед разрушением шва трубы, образованием трещины в шве трубы, а также характерным взрывом при разрушении. Предел текучести трубы наблюдался при нагрузке 600 кН. Следует учесть, что в отличие от железобетонного стержня, поперечное армирование данного трубобетонного стержня обеспечивалось стальной трубой, поэтому не произошло мгновенного хрупкого разрушения, как в случае 2. Примечательна форма потери устойчивости арматуры, такая высшая форма с множеством перегибов характерна для гибких стержней, закрепленных связью типа «упругое основание». Количество полуволн зависит от соотношения изгибной жесткости стержня к коэффициенту постели. Такая модель вполне соответствует стержню, замоноличенному в бетон.

На рисунке 3.6, а приведены диаграммы несущей способности образцов. Ожидаемо максимальная разрушающая нагрузка зафиксирована у армированного трубобетонного образца.

На рисунке 3.6, б приводится сравнение суммы разрушающих нагрузок бетонного и стального образцов с разрушающей нагрузкой трубобетонного образца. По диаграмме видно, что при том же расходе материалов элемент получил приращение несущей способности на 37 %.

На рисунке 3.6, в показано сравнение суммы несущих способностей трубы, бетона и арматуры; суммы несущих способностей трубобетона и арматуры; суммы несущих способностей трубы и железобетона; а также армированного трубобетона. Введение в композитное сечение арматуры дало прирост несущей способности на 114 кН, в то время как несущая способность «чистой» арматуры составляет 57,7 кН. Таким образом, ее вклад в несущую способность трубобетонного элемента за счет стесненности сечения вырос почти в 2 раза.

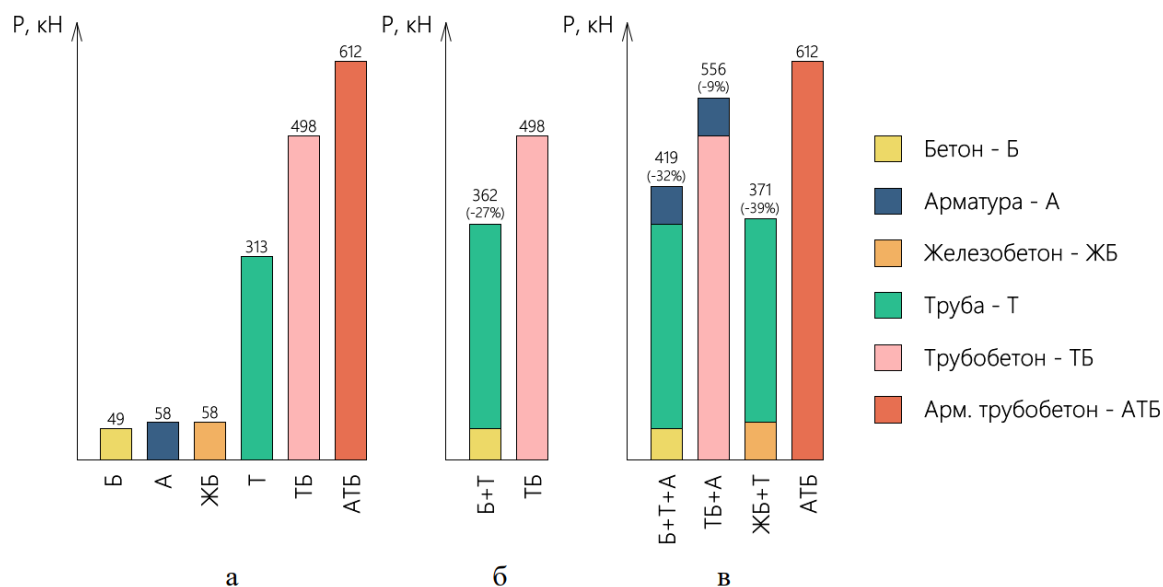


Рисунок 3.6 – Диаграммы по результатам испытаний коротких образцов (100 мм): а) несущей способности образцов; б) сравнение суммы разрушающих нагрузок бетонного и стального образца с разрушающей нагрузкой трубобетонного образца; в) сравнение суммы несущих способностей трубы, бетона и арматуры; суммы несущих способностей трубобетона и арматуры, суммы несущих способностей трубы и железобетона, а также армированного трубобетона.

Для подтверждения эффективности применения трубобетонных конструкций был рассчитана материалоемкости колонн, выполненных в трубобетонном, металлическом и железобетонном вариантах (таблица 3.2).

Таблица 3.2 – Сравнение затрат материалов трубобетонного, железобетонного и стального короткого элемента под нагрузку 60 тонн.

Материал элемента	Трубобетон	Металл	Железобетон
Площадь сечения колонны, кв. мм	4 536	2 203	20 106
Диаметр колонны, мм	76	133	160
Площадь металла, кв. мм	967	2 203	314
Площадь бетона, кв. мм	3 569	–	19 792
Расход металла, %	100	228	33
Расход бетона, %	100	–	555

Сравнив полученные данные можно сделать вывод, что эффективность использование трубобетонных конструкций с точки зрения материалоемкости подтверждается.

На следующем этапе исследования были испытаны образцы длиной 700 мм (рисунок 3.7).

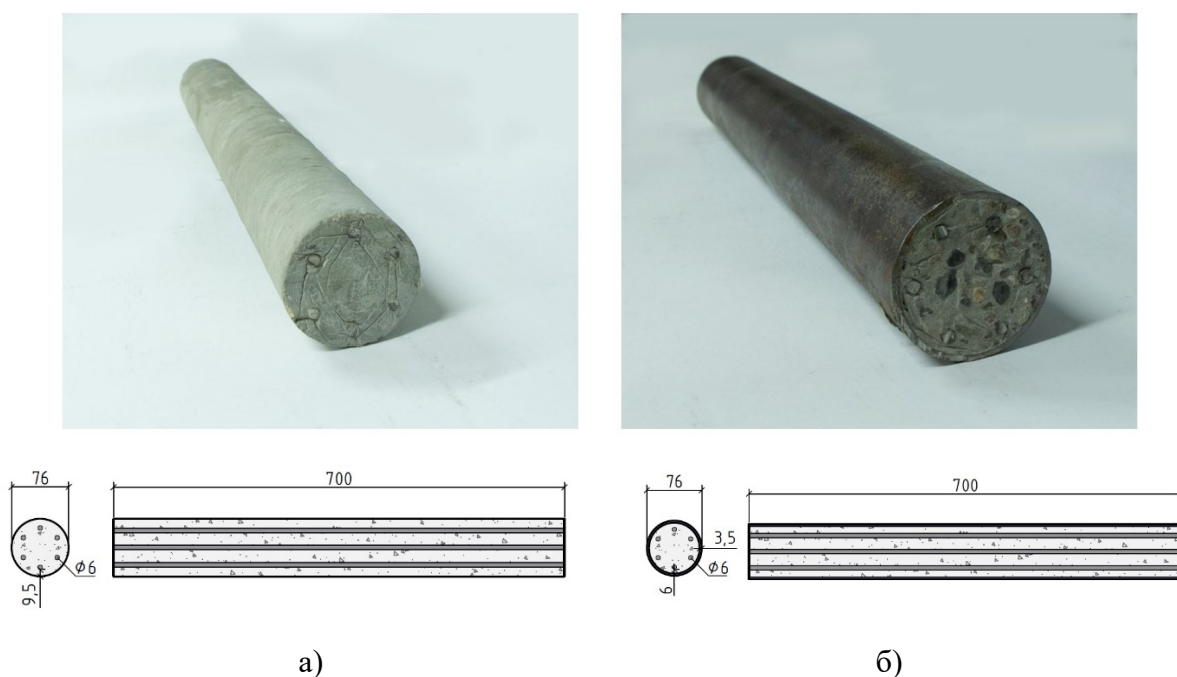


Рисунок 3.7 – Подготовленные образцы длиной 700 мм: а) железобетон; б) армированный трубобетон.

Для построения характерных диаграмм была установлена дополнительная оснастка (рисунок 3.8, б) – прогибомеры в плоскости и из плоскости потери устойчивости, а также индикатор, фиксирующий сближение пластин.

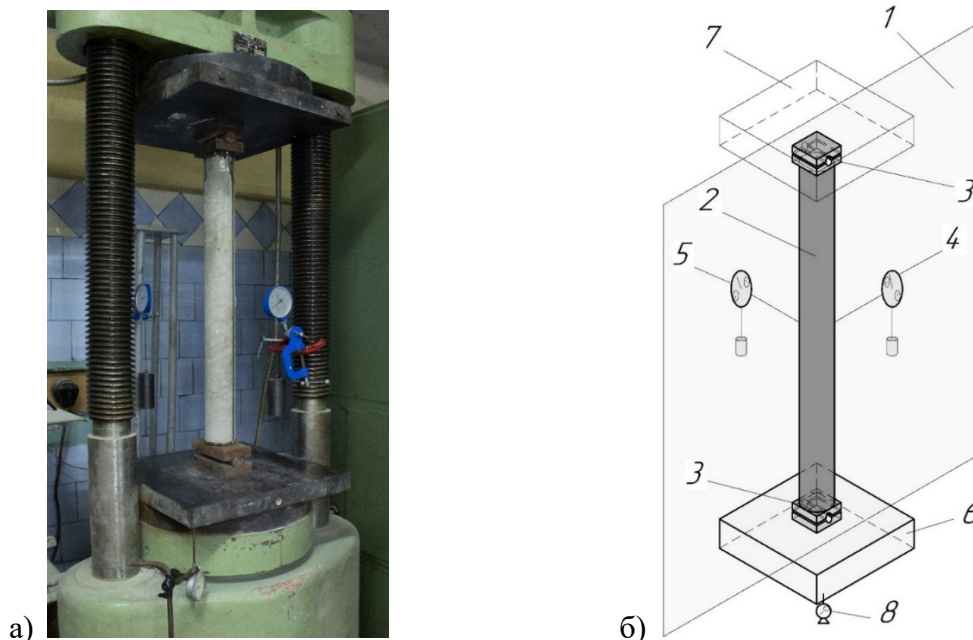


Рисунок 3.8 – Испытания образцов длиной 700 мм: а) общий вид; б) принципиальная схема экспериментальной установки: 1 – плоскость потери устойчивости; 2- испытуемый образец; 3 – цилиндрический опорный шарнир; 4 – прогибомер в плоскости потери устойчивости; 5 – прогибомер из плоскости потери устойчивости (контрольный, диаграммы не приводятся); 6 – подвижная загружающая пластина; 7 – неподвижная загружающая пластина; 8 – индикатор для регистрации сближения пластин.

Для оценки результатов исследования были введены следующие критерии:

1. нагрузка, при которой произошла полная потеря несущей способности;
2. характер потери несущей способности;
3. характер разрушения.

Результаты по каждому образцу сведены в таблицу 3.3.

Таблица 3.3 – Результаты испытаний образцов.

Тип образца	Вид образца	Образец после испытания	Критическая нагрузка, кН	Характер потери несущей способности	Характер разрушения
Б76.100			49	Потеря прочности	Хрупкое разрушение
ЖБ76.100			58	Потеря прочности	Хрупкое разрушение
ТБ76x3,5.100			498	Переход в пластическое состояние	Пластические деформации с последующим взрывом
АТБ76x3,5.100			612	Переход в пластическое состояние	Пластические деформации с последующим взрывом
ЖБ76.700			59	Потеря прочности	Хрупкое разрушение
АТБ76x3,5.700			370	Переход в пластическое состояние + потеря устойчивости	Разрушения образца добиться не удалось

Диаграммы продольного деформирования образцов показаны на рисунке 3.9.

На рисунке 3.9, а приводится диаграмма деформирования трубобетонного неармированного образца длиной 100 мм и ее сравнение с полученной ранее диаграммой для полой трубы соответствующих размеров и сечения. Можно увидеть, что даже в закритической зоне до начала неограниченного пластического деформирования (сближение пластин около 3 мм) диаграммы практически пропорциональны, что может говорить о соизмеримом вкладе бетона на каждом этапе деформирования. Данная информация подтверждает и несколько расширяет применимость формулы, предложенной для несущей способности трубобетонного элемента [36]:

$$N = (cR_b + d)A_d + \alpha R_c A_c, \quad (3.1)$$

где R_b, R_c – расчетные сопротивления бетона и стали; A_b, A_c – площади поперечных сечений бетонного сердечника и трубы; c, d – константы, учитывающие упрочнение бетона за счет эффекта обоймы; α – коэффициент, учитывающий упрочнение трубы, связанный с ограниченной потерей местной устойчивости.

На рисунке 3.10 показаны диаграммы потери устойчивости железобетонного и трубобетонного образцов.

Для оценки влияния железобетонного сердечника на рисунке 3.10, б диаграмма приводится в сравнении с ранее полученной диаграммой для полой трубы.

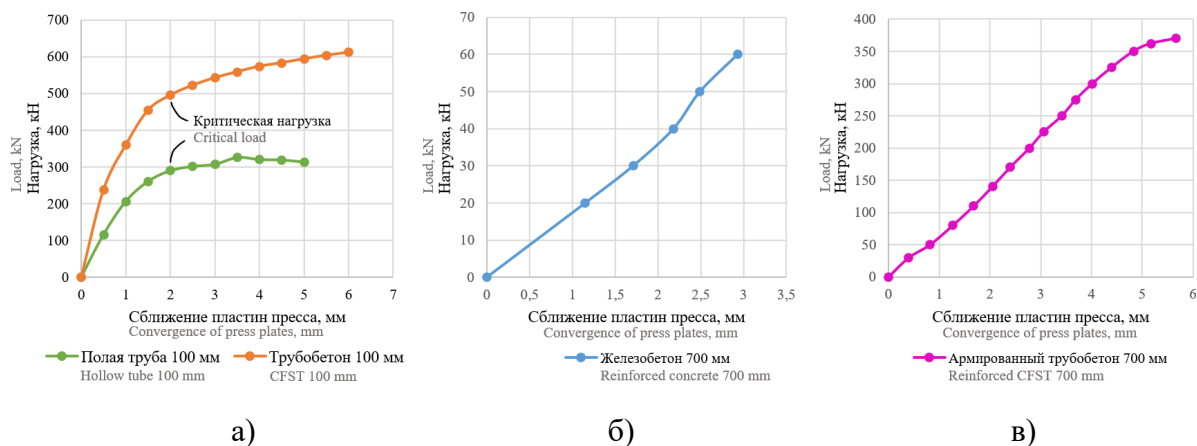


Рисунок 3.9 – Диаграммы деформирования образцов при продольном сжатии: а) полая труба и неармированный трубобетон, 100 мм; б) железобетон, 700 мм; в) армированный трубобетон, 700 мм.

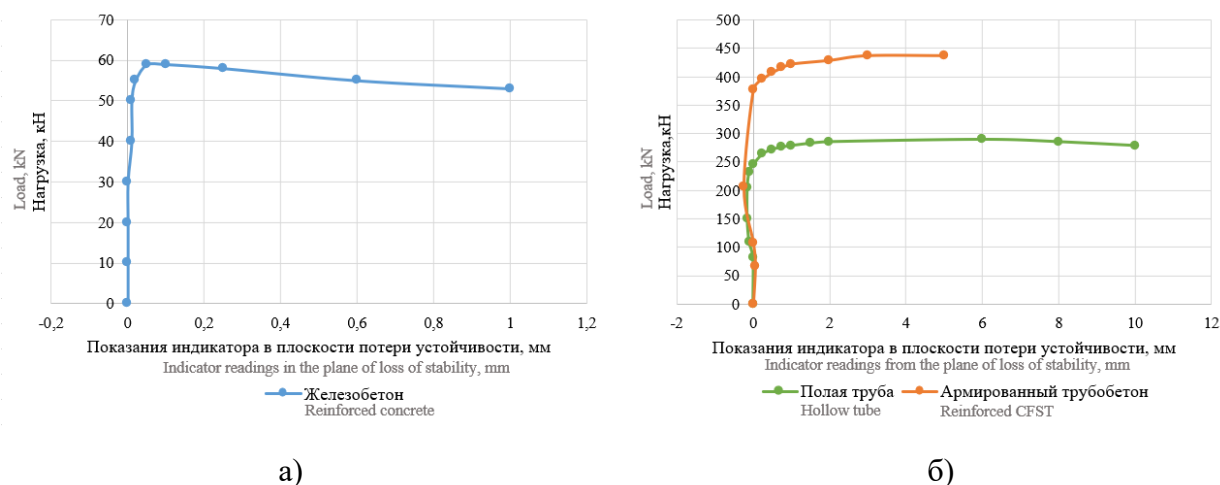


Рисунок 3.10 – Диаграммы с индикаторов в плоскости потери устойчивости для образцов длиной 700 мм: а) железобетон; б) армированный трубобетон и полая труба.

По результатам обработки экспериментальных данных могут быть сделаны следующие выводы:

1. Железобетонные образцы длиной 100 мм и 700 мм продемонстрировали одинаковую несущую способность. Это означает, что потеря устойчивости образца длиной 700 мм не наступила, а он разрушился как центрально-сжатый элемент, чему свидетельствует тот факт, что разрушение зародилось в приопорной зоне образца. Разрушение 700-мм образца, так же, как и короткого, произошло в первую очередь в результате потери устойчивости арматуры, что подтверждается видом образца после разрушения, а также тем, что разрушающая нагрузка, равная 59 кН, близка к критической нагрузке 57,7 кН для шести отдельно взятых стержней.

2. Введение стальной трубы-обоймы увеличило несущую способность бетона на 449 кН, в то время как несущая способность трубы 76x3,5 мм марки 09Г2С составляет 291 кН (рисунок 3.9, а). Таким образом, вклад в несущую способность увеличивается на 43%. Это объясняется тем, что бетонный сердечник препятствует потере устойчивости стенки трубы, а труба в свою очередь препятствует поперечному деформированию бетона и его последующему выкрашиванию. Таким образом, суммарная несущая способность превосходит алгебраическую сумму несущих способностей трубы и бетона по отдельности;

3. Введение арматуры в трубобетонный образец увеличивает несущую способность на 114 кН, в то время как несущая способность арматуры составляет 57,7 кН. Таким образом, ее вклад в несущую способность трубобетонного элемента за счет стесненности сечения увеличивается на 98%;

4. Несущая способность трубобетонного армированного образца длиной 700 мм составила 370 кН (рисунок 3.9, в), что составляет 60% от несущей способности образца длиной 100 мм (таблица 3.3). Несмотря на уменьшение несущей способности образца в целом за счет процесса потери устойчивости, вклад введения стальной трубы-оболочки составляет 311 кН. При этом несущая способность трубы длиной 700 мм из стали марки 09Г2С при расчете по СП 16.13330.2017 составляет 272 кН, таким образом, вклад в несущую способность возрастает на 14%. Важным является пластический характер разрушения, в отличие от хрупкого разрушения железобетона и мгновенной потери устойчивости стальной трубы.

5. Характер деформирования (рисунок 3.10, б) трубобетонных образцов при их сопоставлении с аналогичными полыми трубами показывает, что диаграммы центрального сжатия и устойчивости практически пропорциональны, это может говорить о соизмеримом вкладе бетона на каждом этапе деформирования. Следует отметить, что для центрально-сжатых коротких образцов (рисунок 3.9) переход в неограниченное пластическое состояние для трубобетонных и полых образцов наступает при одинаковых значениях деформаций, следовательно, именно потеря несущей способности трубы приводит к потере несущей способности образца, в то время как бетон, находящийся в закритической зоне, оказывает поддерживающий эффект и мгновенно разрушается при наступлении критических деформаций трубы.

Сравнение несущих способностей образцов наглядно показывает, что сумма общей системы трубобетонного элемента не равна простой сумме компонентов этой системы.

3.3.3 Исследование вопросов устойчивости малогабаритных трубобетонных образцов

Для изучения устойчивости трубобетонных элементов были проведены эксперименты с трубобетонными армированными образцами диаметром 76 мм и длинами 100 и 700 мм.

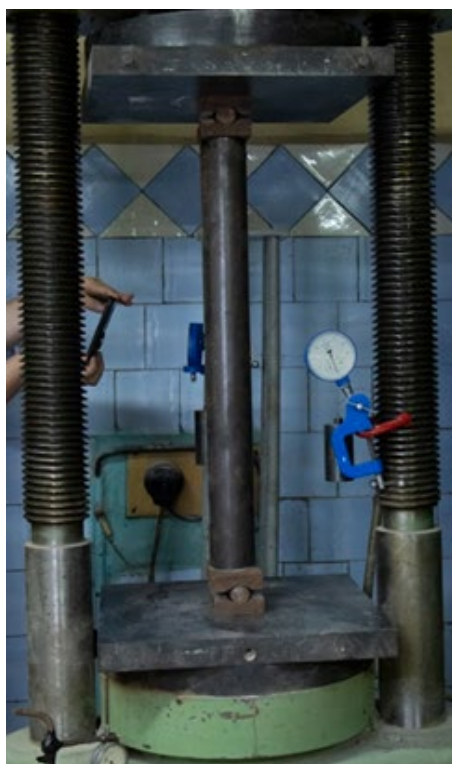
На рисунке 3.11 представлены экспериментальные установки для испытаний образцов. Далее описываются 3 эксперимента: испытание короткого образца длиной 100 мм для определения несущей способности без потери устойчивости (рисунок 3.11, а), испытания длинного образца длиной 700 мм при условиях закрепления «шарнир-шарнир» (рисунок 3.11, б) и «заделка-шарнир» (рисунок 3.11, в). Следует отметить, что в эксперименте с закреплением «заделка-шарнир» заделка является частично податливой, в результате чего реальная расчетная длина определялась непосредственно после проведения испытаний с помощью измерения расстояния между точками перегиба.

При испытании трубобетонного образца длиной 700 мм с шарнирным закреплением (рисунок 3.12) потеря устойчивости произошла при осевой сжимающей нагрузке 370 кН. По сравнению с разрушающей нагрузкой для короткого образца того же сечения, критическая сила составила 59,7 %, что соответствует коэффициенту продольного изгиба $\varphi = 0,597$.

Трубобетонный образец длиной 700 мм при жестком закреплении «заделка-шарнир» (рисунок 3.13) потерял устойчивость при критической силе 460 кН. В этом случае коэффициент продольного изгиба составил $\varphi = 0,742$. Для определения расчетной длины были измерены расстояние между торцами и расстояние между точками перегиба деформированного образца. Коэффициент расчетной длины составил $\mu = 0,720$. Отличие полученного в ходе эксперимента значения коэффициента расчетной длины от теоретического ($\mu = 0,7$) объясняется частично податливой природой заделки, о чем говорилось выше.



а)

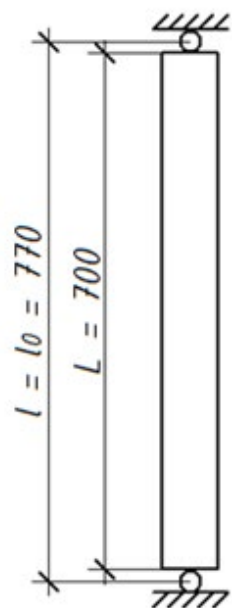


б)



в)

Рисунок 3.11 – Экспериментальные установки для испытаний изготовленных трубобетонных образцов: а) образец длиной 100 мм; б) образец длиной 700 мм, закрепление «шарнир-шарнир», верхняя нагружающая пластина закреплена от поворота; в) образец длиной 700 мм, закрепление «заделка-шарнир», верхняя нагружающая пластина переведена в состояние «шарнир».



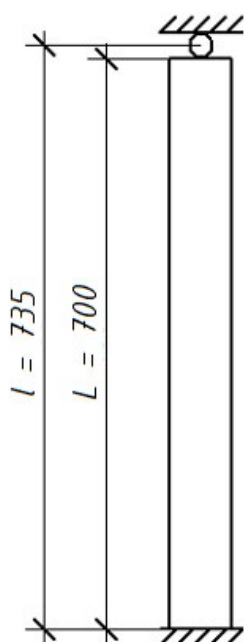
а)



б)

Рисунок 3.12 – Расчетная схема трубобетонного образца длиной 700 мм при закреплении «шарнир-шарнир» (а) и деформированный образец в экспериментальной установке (б) после потери устойчивости (горизонтальный масштаб искажен).

Результаты вычислений коэффициентов продольного изгиба и расчетных длин сведены в таблицу 3.4.



а)



б)



в)

Рисунок 3.13 – Расчетная схема трубобетонного образца длиной 700 мм при закреплении «заделка-шарнир» (а); деформированный образец в экспериментальной установке (б) после потери устойчивости и геометрическая схема образца с расчетными длинами (в).

Таблица 3.4 – Определение коэффициентов продольного изгиба и расчетных длин композитных трубобетонных образцов малогабаритных сечений.

№	Образец	Критическая сила, $P_{кр}$, кН	Коэффициент продольного изгиба, φ , б/р	Расчетная длина l_0 , мм	Коэффициент расчетной длины, μ , б/р
1	ТБ76х3.100 с закреплением «шарнир-шарнир»	620	$\varphi = 620/620 = 1$ (Нет потери устойчивости)	—	—
2	ТБ76х3.700 с закреплением «шарнир-шарнир»	370	$\varphi = 370/620 = 0,597$	$l_0 = 770$	$\mu = 770/770 = 1$
3	ТБ76х3.700 с закреплением «заделка-шарнир»	460	$\varphi = 460/620 = 0,742$	$l_0 = 735 \cdot 0,720 = 529,4$	$\mu = 515/715 = 0,720$

Для дальнейших исследований выполнено сравнение полученных коэффициентов продольного изгиба с теоретическими характеристиками для полой стальной трубы, определенными по нормативным документам [46]:

Закрепление «шарнир – шарнир»:

$$\varphi_1 = f \left(\bar{\lambda} = \frac{l_0}{i_{min}} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{\mu \cdot l}{i_{min}} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1 \cdot 77,0}{2,57} \sqrt{\frac{350}{206000}} = 1,237 \right) = 0,951.$$

Закрепление «жесткая заделка – шарнир»:

$$\varphi_2 = f \left(\bar{\lambda} = \frac{l_0}{i_{min}} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{\mu \cdot l}{i_{min}} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{0,7 \cdot 73,5}{2,57} \sqrt{\frac{350}{206000}} = 0,826 \right) = 0,979.$$

Из расчетов видно, что коэффициент продольного изгиба для трубобетона меньше, чем для стальной трубы, на 37,2% при шарнирном закреплении, и на 24,2% при жестком закреплении на одном конце и шарнирном закреплении с другом конце.

Разница между полученным в результате эксперимента значением коэффициента продольного изгиба трубобетонного образца (таблица 3.4) и теоретическим значением, определенным для полой стальной трубы, может быть обусловлена тем, что несущая способность короткого (100 мм) трубобетонного образца значительно превышает критическую нагрузку. Так, заполнение стальной трубы армированным бетоном позволило увеличить несущую способность сечения в 2,23 раза, а критическую силу, при которой

происходит потеря устойчивости – лишь в 1,40 раза для шарнирно закрепленного стержня и в 1,69 раза – для стержня с закреплением «заделка-шарнир».

Стальная труба теряет устойчивость за счет местной потери устойчивости стенки. В случае трубобетонной конструкции, бетон при работе в трубе находится в сложном трехосном напряженно-деформированном состоянии, и потеря устойчивости происходит за счет изгиба стержня (потеря устойчивости «по Эйлеру»).

На основании проведенных исследований по вопросам изучения устойчивости трубобетонных образцов можно сделать следующие выводы:

– Расчетные длины для трубобетонных образцов при различных закреплениях соответствуют ожидаемым, определенным с помощью коэффициента расчетной длины (для шарнирно закрепленного с обоих концов – $\mu = 1$, для закрепления «заделка – шарнир» – $\mu \approx 0,7$).

– Коэффициенты продольного изгиба при совместной работе железобетона и стальной трубы имеют значения меньше, чем у полой трубы, что происходит из-за высокой прочности короткого трубобетонного образца, что не наблюдается для короткой полой трубы.

3.4 Численное исследование прочности и устойчивости трубобетонных элементов с совместным применением стержневых и твердотельных расчетных моделей

Основной проблемой при проектировании зданий и сооружений с применением трубобетона является сложность проведения расчетов. При использовании стержневых расчетных моделей встает вопрос о назначении жесткостей, распределение которых напрямую сказывается на итоговых расчетных усилиях. Помимо этого, как и для любого композитного материала, открытым остается вопрос о корректном распределении напряжений в сечении, обладающем внутренней статической неопределимостью.

Современные программно-вычислительные комплексы позволяют проводить расчеты в линейной и нелинейной постановках. При этом

конструкции здания должны быть смоделированы с применением объемных конечных элементов. Тем не менее выполнение расчета полной модели здания, как правило, не представляется возможным ввиду недостатка вычислительных мощностей, сложностью и трудоемкостью процесса моделирования. Решением данной проблемы может стать применение стержневых расчетных моделей, механические характеристики для которых назначаются с помощью численного исследования отдельных элементов, имеющих гораздо более простые расчетные модели.

Рассмотрим напряженно-деформированное состояние конструкций высотного здания (рисунок 3.14, а). Для выполнения расчета была создана пространственная конечно-элементная модель здания в ПК *SCAD Office* с применением стержневых (колонны) и пластинчатых (плиты перекрытия, ядро жесткости) конечных элементов (рисунок 3.14, б).

Колонны изучаемого объекта выполнены с применением трубобетона (рисунок 3.15). Для определения продольных и изгибных жесткостей колонн предложено использовать пространственную твердотельную модель, позволяющую учесть совместную работу всех перечисленных элементов.

Модель, построенная в ПК *ANSYS*, представлена на рисунке 3.16.

Для определения жесткостных характеристик рассматривается консольный стержень, нагруженный единичным сосредоточенным моментом (рисунок 3.17). Перемещение конца стержня Δ_A может быть определено по формуле Мора-Максвелла (3.2), интеграл в котором раскрывается с помощью метода Верещагина (3.3).

$$\Delta_A = \int_0^l \frac{M_p M_i}{EJ_{\text{ЭКВ}}} ds, \quad (3.2)$$

$$\Delta_A = \frac{Ml^2}{2EJ_{\text{ЭКВ}}}, \quad (3.3)$$

где $l = 6$ м – длина стержня; M_p – момент, вычисленный в каждом сечении стержня от заданной нагрузки $M = 1$ Нм (эпюра M_p на рисунке 3.19, а); M_i – момент, вычисленный в каждом сечении стержня от единичной силы,

определяющей точку и направление перемещения Δ_A (эпюра M_i на рисунке 3.17, а); $EJ_{\text{ЭКВ}}$ – эквивалентная жесткость стержня; ds – дифференциал длины стержня.

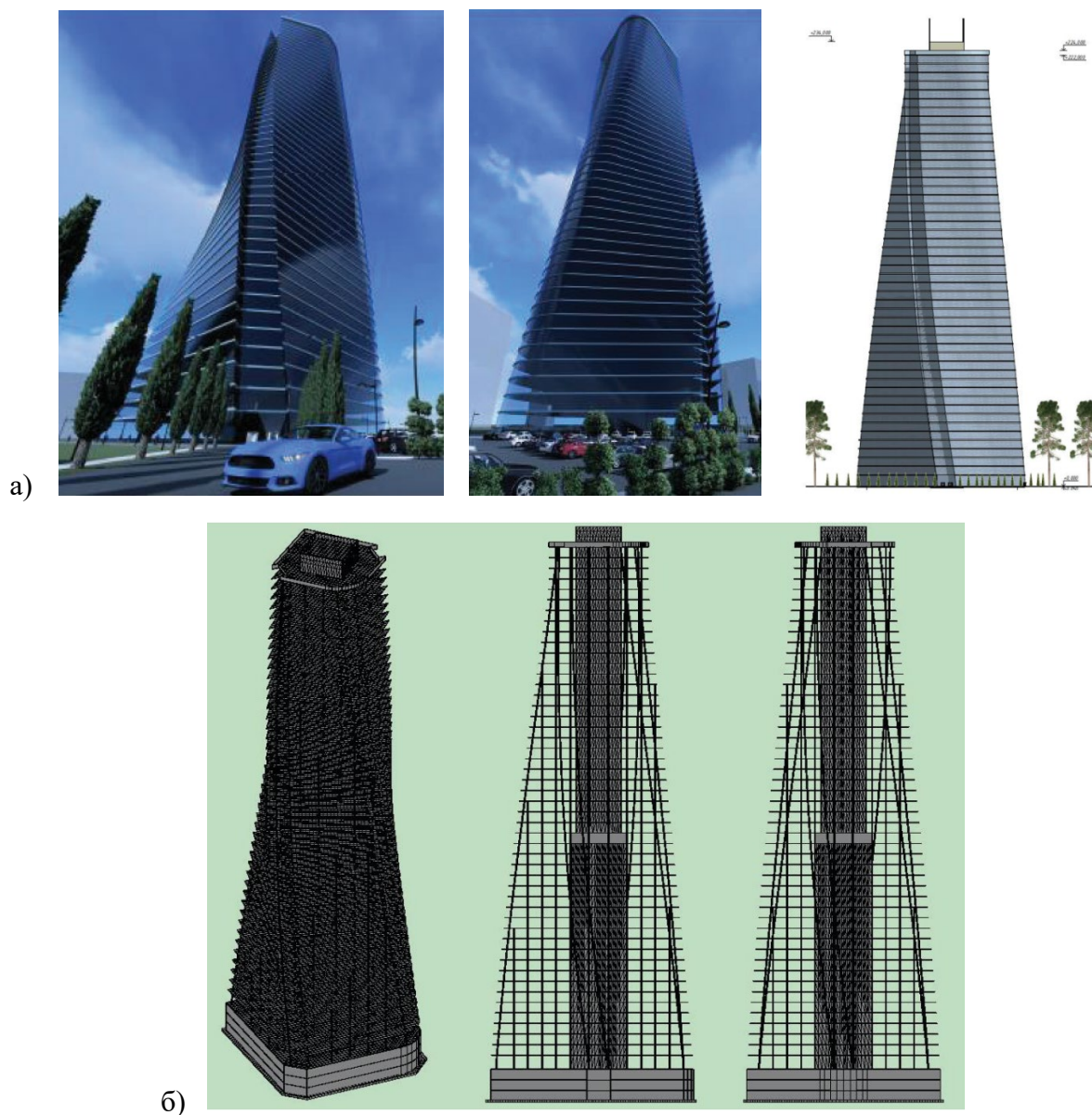


Рисунок 3.14 – Проектируемое высотное здание многофункционального назначения: а) общие виды, фасад; б) пространственная конечно-элементная расчетная модель, реализованная в ПК SCAD.

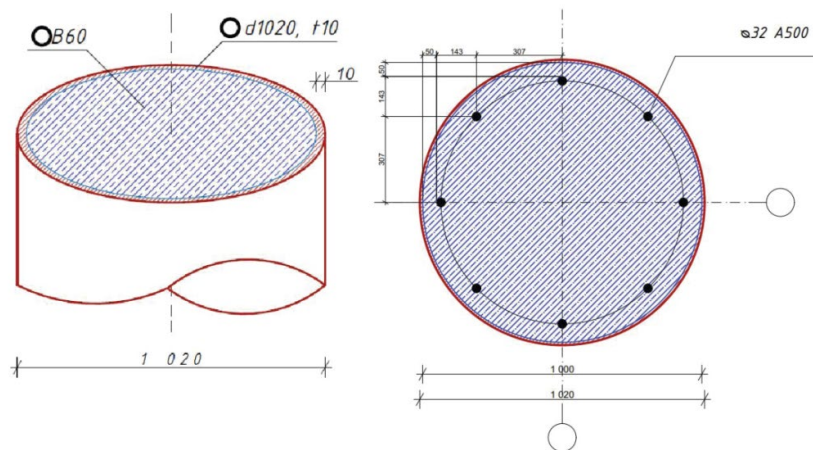


Рисунок 3.15 – Конструкция трубобетонной колонны.

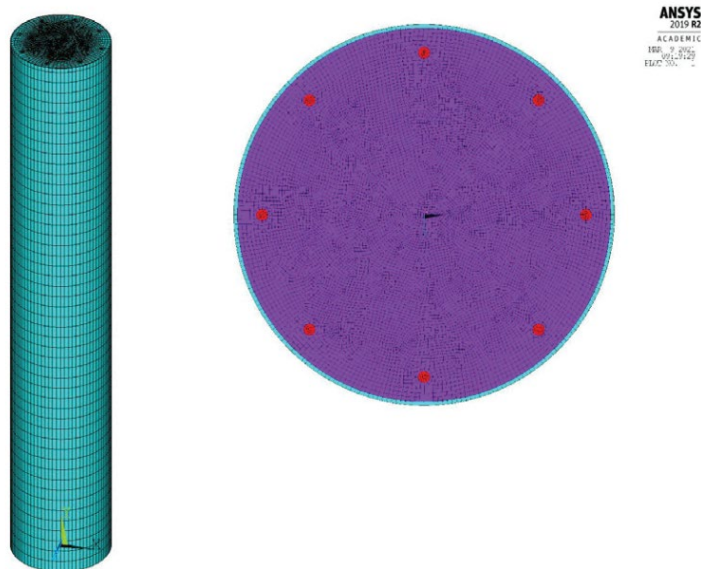


Рисунок 3.16 – Пространственная конечно-элементная расчетная модель сталежелезобетонной колонны, построенная в ПК ANSYS.

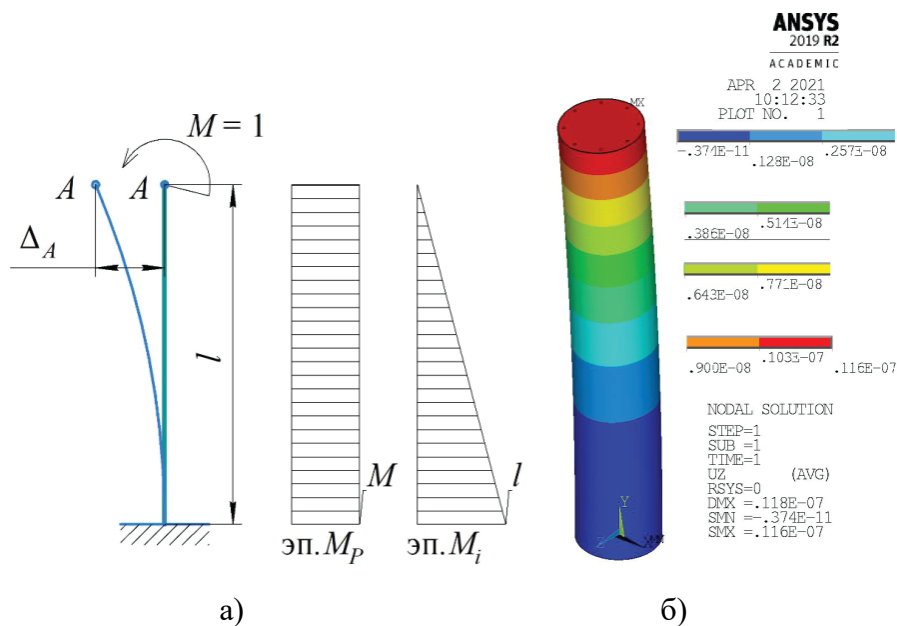


Рисунок 3.17 – К определению изгибной жесткости колонны: а) вспомогательная расчетная схема стержня; б) расчетная модель сталежелезобетонной колонны, нагруженная единичным моментом.

Для определения эквивалентной жесткости решается обратная задача, когда перемещение точки A считается известным. Значение перемещения получено из расчета пространственной конечно-элементной модели (рисунок 3.17, б). Итоговая эквивалентная жесткость определяется по формуле:

$$EJ_{\text{эkv}_1} = \frac{Ml^2}{2\Delta_A} = \frac{1 \text{ Нм} \cdot 36 \text{ м}^2}{2 \cdot 0,116 \cdot 10^{-7} \text{ м}} = 1,55 \cdot 10^9 \text{ Нм}^2 = 1,55 \cdot 10^6 \text{ кНм}^2. \quad (3.4)$$

Таким образом, были назначены изгибные жесткости всем типам стержней, применяемым в схеме. Для определения продольных жесткостей решается аналогичная задача, в которой модель загружается единичной продольной силой.

Затем была решена задача, связанная с определением нормальных напряжений в теле колонны. Для этого был использован принцип пропорциональности и принцип независимости действия сил (суперпозиции). После назначения жесткостных характеристик элементам стержневой пространственной расчетной модели (рисунок 3.14, б) производился статический расчет, по результатам которого были определены наименее

выгодные комбинации нагрузок и расчетные усилия. Наиболее опасными оказались 2 колонны с расчетными усилиями $M_{расч} = 245$ кНм, $N_{расч} = 16\,675$ кН и $M_{расч} = 360$ кНм, $N_{расч} = 13\,035$ кН соответственно.

Проверка прочности элементов колонны выполнена по формуле:

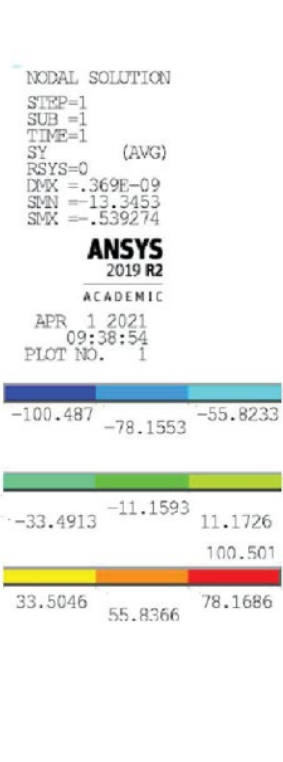
$$\sigma_{max} = \sigma_M^{расч} + \sigma_N^{расч} = \sigma_M \cdot M_{расч} + \sigma_N \cdot N_{расч} \leq R_y, \quad (3.9)$$

где $\sigma_M^{расч}$, $\sigma_N^{расч}$ – нормальные напряжения, вызванные расчетным значением момента и продольной силы соответственно; σ_M, σ_N – максимальные нормальные напряжения, возникающие в элементе колонны (оболочка, бетон или расчетная арматура) от действия единичного момента или единичной продольной силы соответственно, определенные с помощью твердотельной расчетной модели (рисунок 3.18, 3.19); $M_{расч}, N_{расч}$ – расчетные значения момента и продольной силы, определенные с помощью пространственной стержневой модели (рисунок 3.14. б); R_y – расчетное сопротивление материала.

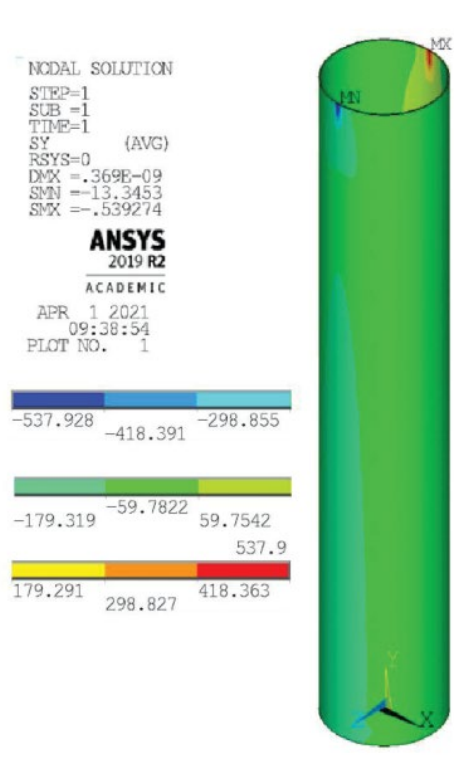
Результаты расчета сведены в таблицу 3.5.

Таблица 3.5 – Проверка прочности элементов колонны.

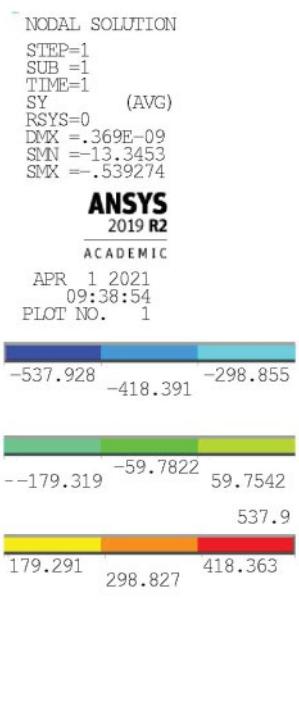
Комбинация усилий		Элемент	σ_M , Па	σ_N , Па	$\sigma_M^{расч}$, МПа	$\sigma_N^{расч}$, МПа	σ_{max} , МПа	R_y , МПа	Запас, %
$M_{расч}$, кНм	$N_{расч}$, кН								
245	16 675	бетон	26,36	1,16	4,99	19,3	42,3	33,0	26
		арматура	78,17	12,41	19,2	207	226,2	436	48
		труба	179,32	12,58	43,9	210	253	265	5
360	13 035	бетон	20,36	1,16	7,33	15,1	22,8	33,0	31
		арматура	78,17	12,41	28,1	162	190,1	436	56
		труба	179,32	12,58	64,6	164	228,6	265	14



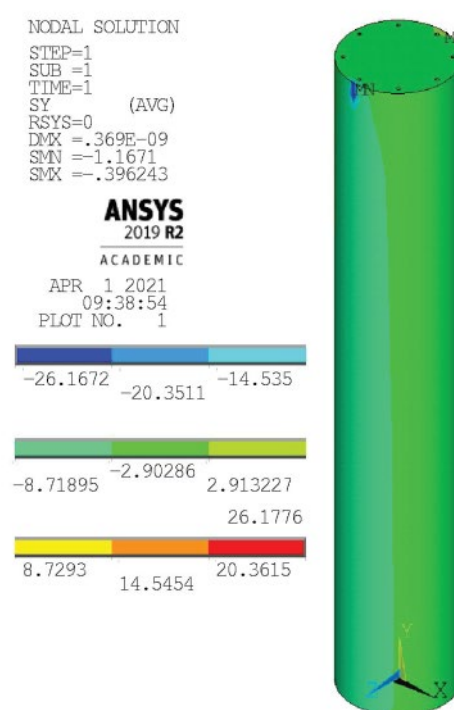
а)



б)

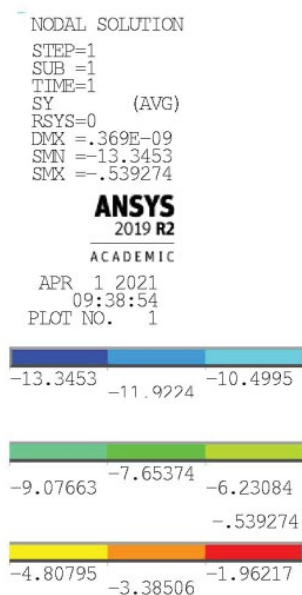


в)

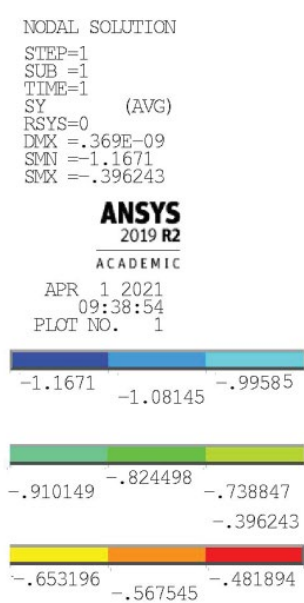


г)

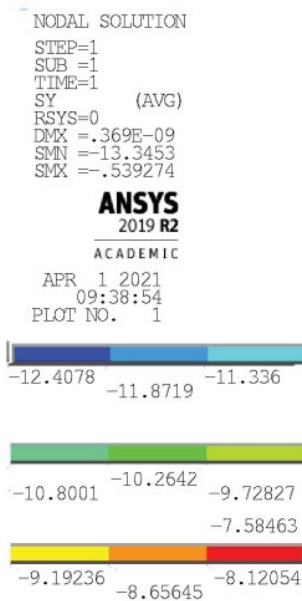
Рисунок 3.18 – Нормальные напряжения (Па) в элементах сталежелезобетонной колонны от действия единичного момента: а) композитная конструкция; б) бетон; в) арматурные стержни; г) стальная труба-оболочка.



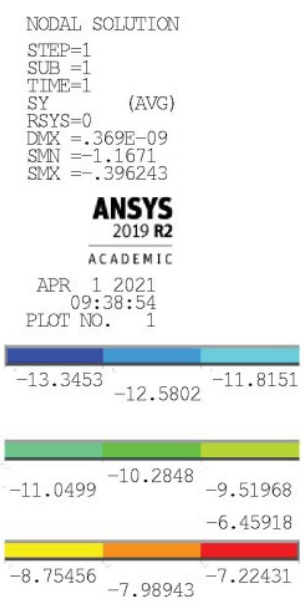
a)



б)



в)



г)

Рисунок 3.19 – Нормальные напряжения (Па) в элементах сталежелезобетонной колонны от действия единичной продольной силы: а) композитная конструкция; б) бетон; в) арматурные стержни; г) стальная труба-оболочка.

На рисунке 3.20 представлена диаграмма, визуализирующая процент использования материала различных элементов колонны при каждом из рассмотренных сочетаний напряжений.

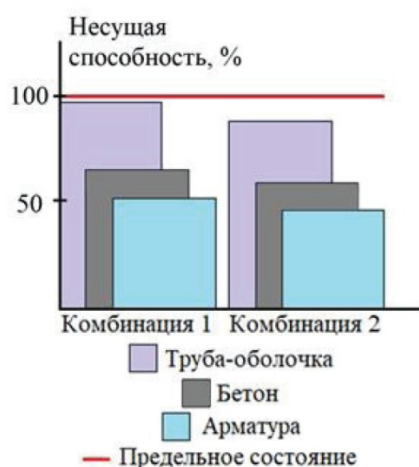


Рисунок 3.20 – Диаграмма, визуализирующая процент использования компонентов трубобетонной колонны.

По результатам выполненного расчета может быть сделан вывод, что прочность колонны обеспечивается. При этом максимальный запас прочности, равный 48 и 56 % соответственно при комбинациях усилий 1 и 2, возникает в арматурных стержнях в то время, как наиболее нагруженной является стальная труба-оболочка, запас прочности в которой составляет около 5 %. Для рационализации результата может быть выполнена корректировка принятого сечения (рисунок 3.14, б) с последующим уточнением жесткостных характеристик и расчетных усилий.

Согласно действующим нормативным документам [46-49], для обеспечения полной несущей способности помимо прочности необходимо выполнить проверку устойчивости элемента. Вопросам обеспечения устойчивости сжатых и сжато-изгибаемых элементов уделяется особое внимание [4, 10-13, 16, 37], при этом одной из ведущих работ научным сообществом признается монография В. В. Катюшина [21], изданная в 2005 г.

Для расчета колонны на устойчивость были приняты расчетные значения моментов $M_{расч}$, а величина продольной силы при этом постепенно увеличивалась. Такая ситуация возможна в случае возникновения локальной

нагрузки на перекрытии, значительно превышающей расчетную. При этом задача решалась в геометрически нелинейной постановке при помощи итерационного приложения нагрузки с контролем текущего деформированного состояния. Количество шагов итерации приложения нагрузки определялось автоматически, но не могло быть меньше 50 шагов и превышать 150.

Для контроля сходимости решения программный комплекс *ANSYS* позволяет пользователю отследить величину текущих перемещений и значений нагрузок в модели объекта. Если показатели текущих перемещений и значений нагрузок превышают установленные критические значения (пределы), то программный комплекс *ANSYS* уменьшает приращение нагрузки на шаге итерации с увеличением количества шагов приращения нагрузки. Если количество шагов при этом будет превышать максимум, устанавливаемый пользователем, *ANSYS* выводит сообщение о невозможности решения задачи за установленное количество шагов, что дает право сделать вывод о несходимости решения. В данном исследовании несходимость решения позволяет сделать вывод о потере устойчивости колонны.

Поскольку добиться потери устойчивости колонны не удалось, может быть сделан вывод, что потеря несущей способности при заданных сечениях и расчетных характеристиках элементов колонны возможна лишь по достижению напряжениями значений, превышающих расчетные сопротивления материалов. Таким образом, локальная устойчивость колонны обеспечена при любых нагрузках. Тем не менее необходимо выполнение расчета общей устойчивости всего здания в целом, что выходит за рамки настоящего исследования.

В результате выполненных исследований прочности и устойчивости может быть сделан вывод, что несущая способность изучаемой колонны обеспечивается.

ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 3

1. Трубобетонные конструкции имеют значительные преимущества при их сравнении с другими строительными конструкциями (сталь, бетон) – высокая прочность, хорошие демпфирующие свойства, предотвращение потери местной и общей устойчивости стальной трубы за счет внутреннего давления бетонной конструкции. В связи с этим трубобетон находит широкое применение в современном строительстве.

2. В настоящее время существующие нормативные методики не позволяют определить напряженно-деформированное состояние трубобетонных элементов, поскольку отсутствует возможность аналитического расчета несущей способности композитного сечения. Открытым также является вопрос отсутствия методики расчета на устойчивость и динамические воздействия.

3. Совместная работа бетона и стальной трубы способствует тому, что несущая способность композитного сечения превосходит алгебраическую сумму несущих способностей составляющих системы. Это объясняется тем, что бетонный сердечник препятствует местной потере устойчивости стенки трубы, а стальная труба-оболочка препятствует поперечному деформированию бетона и его последующему выкрашиванию.

4. Вклад бетона в несущую способность трубобетонной конструкции является одинаковым на любом этапе деформирования, что позволяет бетону в составе композитного трубобетонного элемента не выключаться из работы при нагрузках, значительно превышающих разрушающую нагрузку для бетонного образца соответствующего диаметра, т.е. работать за пределом своей дифференцированной несущей способности.

5. Сравнение диаграмм деформирования трубобетона и полый стальной трубы показало, что диаграммы практически пропорциональны и переход в неограниченное пластическое состояние для трубобетонных и полых образцов происходит при одинаковых значениях деформаций. Это свидетельствует о том, что именно потеря несущей способности трубы приводит к потере

несущей способности трубобетонного образца, а бетон, находящийся в закритической зоне, оказывает поддерживающий эффект и мгновенно разрушается при наступлении критических деформаций трубы.

6. Исследование вопроса устойчивости длинных трубобетонных стержней и сравнение экспериментальных данных с результатами для полой стальной трубы показали, что коэффициенты продольного изгиба при совместной работе железобетона и стальной трубы имеют значения меньшие, чем у полой стальной трубы, что происходит за счет высокой прочности короткого трубобетонного образца, что не наблюдается для короткой полый трубы.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Численные исследования моделей в программных комплексах позволяют оценить реальное напряженно-деформированное состояние и использовать расчетную модель для создания более совершенных изделий. Для более точного выполнения расчетов и получения объективных результатов инженеру необходимо использовать как минимум два независимых расчетных комплекса. А также при разработке новых и нестандартных узловых соединений результаты расчета необходимо верифицировать с результатами натурных испытаний.

2. Анализ результатов численного моделирования узлов соединения элементов из круглых труб и гнутосварного профиля прямоугольного сечения показал, что для увеличения несущей способности необходимо стремиться не к наращиванию материалоемкости узла, а к усовершенствованию его конструкции. Характер работы узлов из круглых и прямоугольных труб идентичен. Применение того или иного варианта исполнения может быть продиктовано конкретными решаемыми задачами.

3. Экспериментальное исследование процесса потери устойчивости длинных образцов полых круглых труб позволили сделать вывод, что существующие нормативные методики для расчета центрально сжатых стальных элементов в полной мере согласовываются с фактическими значениями, полученными экспериментально, и гарантируют безопасную эксплуатацию строительных конструкций.

4. Обзор и анализ зарубежных и отечественных нормативных методик и научных исследований показывает, что сталежелезобетонные конструкции (в частности, трубобетонные стержни и колонны) являются перспективными конструкциями для их применения в современном строительстве. Однако отсутствует нормативная база по расчету прочности, жесткости и устойчивости составного сечения из стальной трубы, заполненной бетоном. Также является актуальной проблема учета сцепления бетонного сердечника

со стальной трубой-оболочкой и определение распределения напряжений в сечении, обладающем внутренней статической неопределимостью.

5. Испытания образцов композитной трубобетонной колонны, трубы-оболочки и бетонного сердечника показали, что несущая способность общей системы трубобетонного элемента не равна сумме несущих способностей отдельных компонентов этой системы. Таким образом, неизвестен вклад каждой составляющей (бетон, труба-оболочка, гибкая арматуры) в полную несущую способность составной конструкции.

6. Характер деформирования трубобетонных образцов при их сопоставлении с аналогичными полыми трубами показывает, что диаграммы центрального сжатия и устойчивости практически пропорциональны, что говорит об одинаковом вкладе бетона в несущую способность трубобетонного сечения на всех этапах деформирования. Для трубобетонных образцов и для полых стальных труб переход в пластическое состояние происходит при одинаковых значениях деформаций. Бетонный сердечник за пределом своей дифференцированной несущей способности не разрушается за счет обжатия трубой, продолжая оказывать эффект усиления стальной трубы и предотвращая местную потерю устойчивости стенки трубы.

Список литературы

- 1 Акаев, А.И. Перспективы возведения сейсмостойких зданий из трубобетонных конструкций / А.И. Акаев, М.Г. Магомедов, М.М. Пайзулаев // Вестник Дагестанского государственного технического университета. Технические науки. 2017. Т. 44. №1. С. 138-149. DOI: 10/21822/2073-6185-2017-44-1-138-149.
- 2 Алямовский, А.А. SolidWorks Simulation. Как решать практические задачи: учеб / А.А. Алямовский. СПб. БХВ-Петербург, 2012. 448 с.
- 3 Алямовский, А.А. Инженерные расчеты в SolidWorks Simulation: монография / А.А. Алямовский. М. ДМК Пресс, 2010. 464 с.
- 4 Аскинази, В.Ю. Пространственная устойчивость элементов стальных рамных конструкций переменной жесткости: специальность 05.23.01: автореферат диссертации кандидата технических наук / В.Ю. Аскинази. Санкт-Петербург, 2017. 26 с.
- 5 Афанасьев, А.А. Трубобетонные конструкции для возведения каркасных зданий / А.А. Афанасьев, А.В. Курочкин // Academia. Архитектура и строительство. 2016. № 2. С. 113-118.
- 6 Бароев, Р.В. Расчёт узлов стальных конструкций компонентным методом конечных элементов [Электронный ресурс]: / Р.В. Бароев // Ваше окно в мир САПР. 2019. Дата обращения: 28.08.2022. URL: http://isicad.ru/ru/articles.php?article_num=20749&print=1 (01.04.2020)
- 7 Белый, Г.И. Исследование прочности и устойчивости трубобетонных элементов конструкций обратным численно-аналитическим методом / Г.И. Белый, А.А. Ведерникова // Вестник гражданских инженеров. 2021. № 2(85). С. 26-35.
- 8 Белый, Г.И. К расчету на устойчивость стержневых элементов стальных конструкций / Г.И. Белый // Вестник гражданских инженеров. 2013. № 2(37). С. 44-48.
- 9 Белый, Г.И. Новые положения в инженерной методике расчета на устойчивость стальных стержневых элементов конструкций из

- холодногнутых профилей / Г.И. Белый // Вестник гражданских инженеров. 2017. № 2(61). С. 75-80.
- 10 Беляева, С.Ю. Исследование несущей способности элементов стальной рамы переменного сечения при ошибках сборки и монтажа / С.Ю. Беляева, Д.Н. Кузнецов, И.А. Ковылина. // Современное строительство и архитектура. 2016. №1(01). С. 22-26.
 - 11 Блюмин, С.Л. Решение задачи устойчивости сжато-изгибаемых жестко опертых стержней переменной жесткости / С.Л. Блюмин, В.В. Зверев, И.В. Сотникова, А.С. Сысоев // Вестник МГСУ. 2015. №5 С. 17-27.
 - 12 Богданович, А.У. Продольное сжатие тонкостенного стержня переменного сечения при различных вариантах закрепления торцов / А.У. Богданович, И.Л. Кузнецов. // Известия вузов. Строительство. Москва, 2005. №10. С. 19-25. .
 - 13 Богданович, А.У. Устойчивость стержня переменного эллиптического сечения при продольном сжатии / А.У. Богданович, А.А. Абдюшев. // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. Казань, 2006. №2(6). С. 38-41.
 - 14 Бруйка, В.А. Инженерный анализ в Ansys Workbench. Часть 1: учебное пособие / В.А. Бруйка. Самара: Изд-во СамГТУ, 2010. 271с.
 - 15 Бруйка, В.А. Инженерный анализ в Ansys Workbench. Часть 2: учебное пособие / В.А. Бруйка. Самара: Изд-во СамГТУ, 2013. 149 с.
 - 16 Галкин, А.В. Задача устойчивости сжато-изгибаемых стержней со ступенчатым изменением жесткости / А.А. Галкин, А.С. Сысоев, И.В. Сотникова // Вестник МГСУ. 2015. №2. С. 38-44.
 - 17 Гвоздев, А.А. Теория и расчет бетона в сплошной металлической обойме / А.А. Гвоздев // ЦНИИСК. 1933. Ч. 1. 113 с.
 - 18 ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования. М.: Стройиздат, 2015. 16 с.

- 19 Дуванова И.А. Трубобетонные колонны в строительстве высотных зданий и сооружений / И.А. Дуванова, И.Д. Сальманов // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2014. № 6(21). С. 89-103.
- 20 Канищев, Р.А. Анализ местной устойчивости трубобетонных конструкций прямоугольного сечения // Инженерно-строительный журнал. 2016. № 4(64). С. 59-68.
- 21 Катюшин, В.В. Здания с каркасами из стальных рам переменного сечения (расчет, проектирование, строительство): монография / В.В. Катюшин. Москва: Стройиздат, 2005. 656 с.
- 22 Кикин, А.И. Конструкции из стальных труб, заполненных бетоном. / А.И. Кикин, Р.С. Санжаровский, В.А. Труль // М.: Стройиздат. 1974. 144 с.
- 23 Колмогоров, Г.Л. Прочность и предельная несущая способность трубобетонных колонн / Г.Л. Колмогоров, А.А. Акулова // Обработка сплошных и слоистых материалов. 2016. С. 29-33.
- 24 Кришан, А. Л. Новое конструктивное решение трубобетонных колонн // III тысячелетие – новый мир: Труды международного форума по проблемам науки, техники и образования. 2006. Т. 2. С. 81-84
- 25 Кришан, А.Л. Несущая способность коротких трубобетонных колонн круглого сечения / А.Л. Кришан, В.И. Римшин, В.А. Рахманов [и др.] // Известия высших учебных заведений. Технология текстильной промышленности. 2017. № 4(370). С. 220-225.
- 26 Кришан А.Л. Результаты исследования НДС сжатых трубобетонных элементов с предварительно обжатым ядром / А.Л. Кришан, М.Ш. Гареев, Ф.И. Мухаметова, Ю.А. Ситина // Вестник МГТУ им. Г.И. Носова. № 4, 2005. С. 74-77.
- 27 Кришан, А.Л. Определение разрушающей нагрузки сжатых трубобетонных элементов/ А.Л. Кришан, А.И. Заикин, М.С. Купфер // Бетон и железобетон. 2008. №2. С. 22-25.

- 28 Кришан, А.Л. Трубобетонные колонны для многоэтажных зданий // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2009. №4. С. 75-80.
- 29 Кришан, А.Л. Экспериментальные исследования прочности гибких трубобетонных колонн / А.Л. Кришан, М.М. Суровцев // Вестник Магнитогорского государственного технического университета им. Г.И. Носова. 2013. № 1(21). С. 90-92.
- 30 Кузнецов, В.В. Металлические конструкции. В 3 т. Т.2. Стальные конструкции зданий и сооружений. (Справочник проектировщика) / Под общ. ред. заслуж. строителя РФ, лауреата госуд. премии СССР В.В. Кузнецова (ЦНИИпроектстальконструкция им. Н.П. Мельникова). М.: изд-во АСВ, 1998. С. 512..
- 31 Лапшин, А.А. Оценка прочности и устойчивости композитных сталежелезобетонных элементов с совместным применением стержневых и твердотельных расчетных моделей / А.А. Лапшин, П.А. Хазов, Д.А. Кожанов, С.Ю. Лихачева // Приволжский научный журнал /Нижегор. гос. архитектур.-строит. ун-т. Нижний Новгород, 2021. № 3. С. 9-16.
- 32 Лихачева, С.Ю. Устойчивость центрально-сжатых прямолинейных упругих стержней переменного сечения / С. Ю. Лихачева, Д. А. Кожанов, П. А. Хазов [и др.] // Приволжский научный журнал. 2020. № 2(54). С. 15-23.
- 33 Макаров, А.А. Стальные конструкции балочной клетки: методические указания / А.А. Макаров, В.С. Ивкин. Ульяновск: УлГТ 2008. С. 44.
- 34 Мансурова, А.Р. Расчет трубобетонных колонн высотного здания и их сравнение с железобетонными конструкциями // Молодой ученый. 2018. № 52 (238). С. 20-23. URL: <https://moluch.ru/archive/238/55166/> (дата обращения: 02.10.2022).
- 35 Минервин, Д.С. Использование двух расчетных программ для расчета строительных конструкций [Электронный ресурс]: BUILDSOFT / Д.С.

- Минервин, ООО "БилдСофт". Дата обращения: 28.09.2022. URL: <https://buildsoft.ru/articles/ispolzovanie-dvukh-raschetnykh-programm-dlya-rascheta-stroitelnykh-konstruktsiy/>
- 36 Несветаев, Г.В. Оценка прочности трубобетона / Г.В. Несветаев, И.В. Резван // Фундаментальные исследования. 2011. № 12-3. С. 580-583.
- 37 Никора, Н.И. Продольный изгиб стержней переменной жесткости с учетом деформаций ползучести и температурных воздействий: специальность 05.23.17: диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Н.И. Никора; научный руководитель Б.М. Языев; Ростовский государственный строительный университет. – Ростов-на-Дону, 2016. 120 с.
- 38 О повышении качества расчетных обоснований проектных решений строительных конструкций: ГЛАВГОСЭКСПЕРТИЗА РОССИИ ПИСЬМО от 28 июня 2004 года № 24-10-3/1281.
- 39 Овчинников, И.И. О проблеме расчета трубобетонных конструкций с оболочкой из разных материалов. Часть 1. Опыт применения трубобетона с металлической оболочкой / И.И. Овчинников, И.Г. Овчинников, Г.В. Чесноков, Е.С. Михалдыкин // Интернет-журнал Науковедение. 2015. Т. 7, №4 [Электронный ресурс]. URL: <http://naukovedenie.ru/PDF/95TVN415.pdf> (дата обращения: 15.09.2022).
- 40 Овчинников, И.И.. О проблеме расчета трубобетонных конструкций с оболочкой из разных материалов. Часть 2. Расчет трубобетонных конструкций с металлической оболочкой / И.И. Овчинников, И.Г. Овчинников, Г.В. Чесноков, Е.С. Михалдыкин // Интернет-журнал Науковедение. 2015. Т. 7. № 4. URL: <http://naukovedenie.ru/PDF/02TVN116.pdf> (дата обращения: 15.09.2022).
- 41 Постановление Правительства Российской Федерации от 28 мая 2021 г. № 815. Об утверждении перечня национальных стандартов и сводов правил (частей таких стандартов и сводов правил), в результате применения которых на обязательной основе обеспечивается

- соблюдение требования Федерального закона «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений», и о признании утратившим силу постановления Правительства Российской Федерации от 4 июля 2020 г. № 985 // Официальный интернет-портал правовой информации www.pravo.gov.ru. – 2021. – 19 с.
- 42 Резван, И.В. Несущая способность бетонного ядра трубобетонных колонн / И.В. Резван, Д.Р. Маилян // Вестник Майкопского государственного технологического университета. 2011 № 3. С. 18-25.
- 43 Рекомендации по расчету, проектированию, изготовлению и монтажу фланцевых соединений стальных строительных конструкций / СО Стальмонтаж, ВНИПИ Промстальконструкция, ЦНИИПСК им. Мельникова. М., 1988. 83 с.
- 44 Римшин, В.И. Исследования несущей способности внецентренно сжатых сталетрубобетонных колонн / В.И. Римшин, М.Н. Семенова, И.Л. Шубин [и др.] // Строительные материалы. 2022. № 6. С. 8-14. DOI 10.31659/0585-430X-2022-803-6-8-14.
- 45 Римшин, В.И. Исследования несущей способности центрально-сжатых сталетрубобетонных колонн / В.И. Римшин, А.Л. Кришан, М.А. Астафьева [и др.] // Жилищное строительство. 2022. № 6. С. 33-38. DOI 10.31659/0044-4472-2022-6-33-38.
- 46 СП 16.13330.2017 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81* (с Изменениями N 1, 2, 3, 4). Введ. 28.08.2017.
- 47 СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия (с Изменениями N 1, 2, 3, 4). Введ. 04.06.2017.
- 48 СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 (с Изменениями N 1, 2). Введ. 20.06.2019.
- 49 СП 266.13330.2016 Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования (с Изменениями N 1, 2). Введ. 01.07.2017.

- 50 Тамразян, А.Г. Испытание трубобетонных образцов малого диаметра с высоким коэффициентом армирования / А.Г. Тамразян, И.К. Манаенков // Строительство и реконструкция. 2017. № 4(72). С. 57-62.
- 51 Технический регламент о безопасности зданий и сооружений (с изменениями на 2 июля 2013 года): федер. закон Рос. Федерации от 5 июля 2013 г. № 185-ФЗ // Официальный интернет-портал правовой информации www.pravo.gov.ru. 2013. 22 с.
- 52 Трушин, С.И. Исследование устойчивости пространственной стальной конструкции покрытия в геометрически нелинейной постановке / С.И. Трушин, В.С. Парлашкевич, Т.А. Журавлева // Вестник МГСУ. 2010. № 4-2.
- 53 ТСН 31-332- 2006 Санкт-Петербург. Жилые и общественные высотные здания: территориальные строительные нормы. СПб, 2006. 59 с.
- 54 Федорова, Н. Н. Основы работы в ANSYS 17 / Н.Н. Федорова, С.А. Вальгер. М.: ДМК Пресс, 2017. 210 с.
- 55 Фокин, В.Г. Метод конечных элементов в механике деформированного твердого тела: учебное пособие / В.Г. Фокин. Самара: Самар. гос. техн. Ун-т, 2010. 131 с.
- 56 Хазов, П.А. Экспериментальное исследование прочности композитных трубобетонных образцов малогабаритных сечений. / П.А. Хазов, В.И. Ерофеев, Д.М. Лобов [и др.] // Приволжский научный журнал. 2021. № 3. С. 36-43.
- 57 Хашхожев, К.Н. Определение предельной нагрузки для центрально сжатых трубобетонных колонн на основе деформационной теории пластичности бетона. // Инженерный вестник Дона. 2021. № 8. С. 408-414.
- 58 АРМ FEM. Система прочностного анализа для КОМПАС-3D / Версия для КОМПАС-3В v17: руководство пользователя. – Научно-технический центр «Автоматизированное Проектирование Машин» 141070, Россия, Московская область, г. Королёв. 32 с.

- 59 АРМ FEM. Система прочностного анализа для КОМПАС-3D / Версия для КОМПАС-3В v18: руководство пользователя. – Научно-технический центр «Автоматизированное Проектирование Машин» 141070, Россия, Московская область, г. Королёв. 47 с.
- 60 Dai X.H. Numerical analysis of slender elliptical concrete filled columns under axial compression. / X.H. Dai, D. Lam, N. Jamaluddin // Thin-Walled Structures. 2014. No 77. P. 26–35. DOI: 10.1016/j.tws.2013.11.015.
- 61 Dundu M. Compressive strength of circular concrete filled steel tube columns. / M. Dundu // Thin-Walled Structures, Vol. 56. 2012. P. 62-70. DOI: 10.1016/j.tws.2012.03.008.
- 62 EN 1993-1-1. Eurocode 3. Design of Steel Structures. Part 1.1: General rules and rules for buildings. CEN, 2004.
- 63 EN 1993-1-1. Eurocode 3. Design of Steel Structures. Part 1.1: General rules and rules for buildings. CEN, 2004.
- 64 EN 1993-1-5. Eurocode 3. Design of Steel Structures. Part 1.5: Plated structural elements. CEN, 2006.
- 65 EN 1993-1-6. Eurocode 3. Design of Steel Structures. Part 1.6: Strength and stability of shell structures. CEN, 2006.
- 66 IDEA StatiCa Connection. С чего начать? / НИП-ИНФОРМАТИКА. – СПб, 2019. – 130 с.
- 67 IDEA StatiCa Connection. Часто задаваемые вопросы / НИП-ИНФОРМАТИКА. – СПб, 2019. – 104 с.
- 68 IDEA StatiCa Connection: Theoretical background, 2017 – 67 p.
- 69 Krishan, A.L. Compressed Reinforced Concrete Elements Bearing Capacity of Various Flexibility / A.L. Krishan, M.A. Astafeva, V.I. Rimshin [et al.] // Lecture Notes in Civil Engineering. 2022. Vol. 182. P. 283-291. DOI: 10.1007/978-3-030-85236-8_26.
- 70 Lazovic Radovanovic, M.M. Structural Behaviour of Axially Loaded Concrete-Filled Steel Tube Columns during the Top-Down Construction Method / M.M. Lazovic Radovanovic, J.Z. Nikolic, J.R. Radovanovic, S.M.

- Kostic // Applied Sciences. 2022. No 12(8), 3771. DOI: <https://doi.org/10.3390/app12083771>.
- 71 Lehman, D.E. Circular Concrete-Filled Tubes for Improved Sustainability and Seismic Resilience / D.E. Lehman, K.G. Kuder, A.K. Gunnarrson, C.W. Roeder, J.W. Berman // Journal of Structural Engineering. 2015. No 141. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001103.
- 72 Li, P. Behavior of Concrete-Filled Steel Tube Columns Subjected to Axial Compression. / P. Li, T. Zhang, C.Wang // Advances in Materials Science and Engineering. 2018. P. 1-15. DOI: 10.1155/2018/4059675.
- 73 Lu, Y. Behavior of steel fiber reinforced concrete-filled steel tube columns under axial compression / Y. Lu, Na Li, S. Li, H. Liang // Construction and Building Materials. 2015. No 95. P. 74-85. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2015.07.114.
- 74 Manikandan, K.B. Understandings on the Performance of Concrete-Filled Steel Tube with Different Kinds of Concrete Infill / K.B. Manikandan, C. Umarani // Hindawi, Advances in Civil Engineering, Volume 2021, Article ID, 6645757, 12 p. DOI: <https://doi.org/10.1155/2021/6645757>
- 75 Morino, S. Design and Construction of Concrete-Filled Steel Tube Column System in Japan / S. Morino, K. Tsuba // Earthquake and Engineering Seismology. 2005. 2005. No. 1. Vol. 4. P. 51-73.
- 76 Snigireva, V.A. The nonlinear stress-strain state of the concrete-filled steel tube structures / V.A. Snigireva, G.L. Gorynin // Magazine of Civil Engineering. 2018. № 7. P. 408-414. DOI: 10.18720/MCE.83.7
- 77 Wang, J. Experimental study on seismic behavior of high-strength circular concrete-filled thin-walled steel tubular columns. / J. Wang, Q. Sun, J. Li // Engineering Structures. 2019. Vol. 182. P. 403-415. DOI:10.1016/j.engstruct.2018.12.098.
- 78 Wang, Z.B. Strength, stiffness and ductility of concrete-filled steel columns under axial compression. / Z.B. Wang, Z. Tao, L.H. Han, B. Uy, D. Lam,

W.H. Kang // Engineering Structures, 2017 135, P. 209-221. DOI:
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.12.049>

Список основных работ, опубликованных авторами по теме монографии

1. Ерофеев, В.И. Напряженно-деформированное состояние узла ребристо-кольцевого купола при различных вариантах сопряжения элементов / В.И. Ерофеев, **П.А. Хазов, И.В. Шкода** // Приволжский научный журнал, № 4 (56). Нижний Новгород, 2020. С. 28-34.
2. Исаева, Е.П. Численный анализ вариантов фланцевых узлов ребристо-кольцевой купольной системы / Е. П. Исаева, Н. Г. Абраамян, **И. В. Шкода, П. А. Хазов** // XII Всероссийский фестиваль науки. Сборник докладов. Нижний Новгород, 2022. С. 1281-1288.
3. Калинина, Г.А. Характеристики трубобетонных конструкций при их применении в наземном строительстве / Г. А. Калинина, **П. А. Хазов** // XII Всероссийский фестиваль науки. Сборник докладов. Нижний Новгород, 2022. С. 115-117.
4. Лапшин, А.А. Оценка прочности и устойчивости композитных сталежелезобетонных элементов с совместным применением стержневых и твердотельных расчетных моделей / А.А. Лапшин, **П.А. Хазов, Д.А. Кожанов, С.Ю. Лихачева** // Приволжский научный журнал, № 3 (59). Нижний Новгород, 2021. С. 9-16.
5. Лихачева, С.Ю. Устойчивость центрально-сжатых прямолинейных упругих стержней переменного сечения / С. Ю. Лихачева, **Д. А. Кожанов, П. А. Хазов** [и др.] // Приволжский научный журнал, № 2(54). Нижний Новгород, 2020. С. 15-23.
6. **Помазов, А.П.** Экспериментальное исследование расчетных длин и коэффициентов продольного изгиба композитных трубобетонных образцов / **А. П. Помазов, Е. П. Исаева** // XII Всероссийский фестиваль науки. Сборник докладов. Нижний Новгород, 2022. С. 1305-1310.
7. Симонов, А.В. Экспериментальное исследование и разработка математической модели деформирования трубобетонных образцов малогабаритных сечений / А. В. Симонов, **А. П. Помазов** // XII Всероссийский фестиваль науки. Сборник докладов. Нижний Новгород, 2022. С. 1264-1270.

8. **Ситникова, А.В.** Прочность и устойчивость композитных железобетонных и трубобетонных образцов при статическом нагружении / **А. В. Ситникова**, А. В. Симонов // XII Всероссийский фестиваль науки. Сборник докладов. Нижний Новгород, 2022. С. 1300-1305.

9. **Ситникова, А.В.** Экспериментальное исследование прочности композитных трубобетонных образцов малогабаритных сечений / **А. В. Ситникова**, Е. А. Чибаква // XII Всероссийский фестиваль науки. Сборник докладов. Нижний Новгород, 2022. С. 163-167.

10. **Хазов, П.А.** Анализ деформативно-прочностных характеристик монтажного узла ребристо-кольцевого купола из трубчатого профиля / **П.А. Хазов**, **И.В. Шкода**, Е.Н. Облетов, И.А. Самохвалов. // Приволжский научный журнал, № 3 (55). Нижний Новгород, 2020. С. 28-34.

11. **Хазов, П.А.** Анализ экономической эффективности систем адаптивной сейсмозащиты на примере железобетонного рамного здания / **П.А. Хазов**, Е.Н. Григорьева, **А.К. Ситникова** // Приволжский научный журнал, № 2 (62). Нижний Новгород, 2022. С. 37-50.

12. **Хазов, П.А.** Экспериментальное исследование прочности композитных трубобетонных образцов малогабаритных сечений / **П.А. Хазов**, В.И. Ерофеев, Д.М. Лобов, **А.К. Ситникова**, **А.П. Помазов** // Приволжский научный журнал, № 3 (63). Нижний Новгород, 2022. С. 36-43.

13. **Хазов, П.А.** Экспериментальное исследование расчетных длин и коэффициентов продольного изгиба композитных трубобетонных образцов / **П.А. Хазов**, В.И. Ерофеев, Д.М. Лобов, **А.П. Помазов**, **А.К. Ситникова** // Приволжский научный журнал, №4 (64). Нижний Новгород, 2022. С. 16-24.

14. **Хазов, П.А.** Экспериментальная оценка нормативных методик расчета устойчивости центрально-сжатых стержней / **П.А. Хазов**, Е.А. Чибаква, Г.А. Калинина, **А.П. Помазов** // Приволжский научный журнал, №1 (65). Нижний Новгород, 2023. С. 34-42.

15. **Шкода, И.В.** Анализ напряженно-деформированного состояния монтажного узла ребристого купола / **И.В. Шкода**. // IX Всероссийский

фестиваль науки. Сборник докладов. Том 1. Нижний Новгород, 2019. С. 70-74.

16. **Шкода, И.В.** К вопросу о необходимости расчёта строительных конструкций с использованием независимых вычислительных комплексов/**И.В. Шкода**, Е.Н. Облетов, **П.А. Хазов** // UNIVERSUM: Технические науки.: электронный научный журнал 2019. № 1 (58). URL: <https://7universum.com/ru/tech/archive/item/6852> (дата обращения: 06.12.2022).

17. **Шкода, И.В.** Совершенствование монтажного узлового соединения купольного покрытия из труб / **И.В. Шкода**, Е.Н. Облетов. // Труды научного конгресса международного научно-промышленного форума «Великие реки», 2020. С. 400-403.

18. **Шкода И.В.** Сравнительный анализ различных вариантов исполнений фланцевого узла / **И.В. Шкода**, Е.Н. Облетов. // Научный журнал «Студенческий вестник». №16, 2020. С. 11-16.

19. **Шкода, И.В.** Численный анализ вариантов фланцевых узлов ребристо-кольцевой купольной системы / **И. В. Шкода**, Б. Б. Лампси, Е. П. Исаева // Приволжский научный журнал, № 2(62). Нижний Новгород, 2022. С. 1585-66.

20. Чобакова, Е.А. Анализ мирового опыта применения трубобетона в качестве несущих конструкций высотных зданий / Е. А. Чобакова, **П. А. Хазов** // XII Всероссийский фестиваль науки. Сборник докладов. Нижний Новгород, 2022. С. 171-174.

21. Pluskov, E.I. Strength and stability of composite reinforced concrete and concrete-filled steel tube specimens under static loading / E.I. Pluskov, F.V. Schaulov, **P.A. Khazov**, E. M. Fedotova // XII All-Russian Science Festival. Collection of reports. Nizhniy Novgorod, 2022. P. 1080-1084.

Шкода Ирина Васильевна
Хазов Павел Алексеевич
Помазов Артем Павлович
Ситникова Анна Константиновна
Кожанов Дмитрий Александрович

ФИЗИЧЕСКОЕ И ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ
СТАЛЬНЫХ И СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ТРУБ

Монография

Подписано в печать Формат 60x90 1/16. Бумага офсетная. Печать трафаретная.
Уч. изд. л. 8,2. Усл. печ. л. 8,4. Тираж 100 экз. Заказ №

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»
603950, Нижний Новгород, ул. Ильинская, 65.

Полиграфический центр ННГАСУ, 603950, Н.Новгород, Ильинская, 65

<http://www.nngasu.ru>, srec@nngasu.ru