

Белорусский национальный технический университет

Строительный факультет
Кафедра «Строительные конструкции»

СОГЛАСОВАНО

Зав.кафедрой
В.Ф. Зверев

_____ 2020 г

СОГЛАСОВАНО

Декан СФ
С.Н. Леонович

_____ 2020г

**ЭЛЕКТРОННЫЙ УЧЕБНО - МЕТОДИЧЕСКИЙ КОМПЛЕКС
по учебной дисциплине
«Металлические конструкции»**

**для студентов специальности 1–70 07 01 «Строительство
тепловых и атомных электростанций»**

Составил: Жабинский А.Н. доцент, к.т.н.

Рассмотрено и утверждено

На заседании Совета строительного факультета

« 30» 12 2019 г, протокол № 4

Минск, БНТУ, 2020

Перечень материалов

Учебно- методический комплекс содержит электронный документ состоящий из разделов:

1. Вспомогательный раздел – учебная программа по дисциплине «Металлические конструкции» по специальности 1–70 07 01 «Строительство тепловых и атомных электростанций» разработана в соответствии учебной программой «Металлические конструкции», утв. 05.11.2019, рег. №УД-СФ69-24/уч.
2. Теоретический раздел – теоретический материал курса.
3. Практический раздел – практические занятия с примерами расчета стальных конструкций по разделам курса.
4. Раздел лабораторных занятий – перечень лабораторных работ.
5. Раздел контроля знаний – экзаменационные вопросы, вопросы к зачету по дисциплине

Пояснительная записка

Цели ЭУМК

Прогресс в строительной отрасли во многом определяется уровнем развития металлических конструкций, которые широко применяются в гражданском и промышленном строительстве, в том числе и при строительстве зданий и сооружений тепловых и атомных электростанций. Поэтому подготовка кадров для проектирования строительных объектов с конструктивными формами из металла является важной задачей высшей школы РБ, и создание данного ЭУМК будет способствовать решению указанной задачи.

Электронный учебно-методический комплекс по учебной дисциплине «Металлические конструкции» разработан в соответствии с учебной программой учреждения высшего образования по учебной дисциплине «Металлические конструкции» для специальности 1–70 07 01 «Строительство тепловых и атомных электростанций» утв. 05.11.2019, рег. №УД-СФ69-24/уч.

Основной целью изучения учебной дисциплины «Металлические конструкции» является – формирование знаний, необходимые для понимания работы конструктивных элементов и систем, развитие навыков инженерного анализа, конструирования и расчета строительных металлических конструкций, подготовка к профессиональной деятельности в области проектирования металлических конструкций зданий и сооружений, в том числе и тепловых и атомных электростанций.

Основной задачей преподавания дисциплины является научить студентов расчету и проектированию технически и экономически обоснованных строительных металлических конструкции зданий и сооружений в том числе и тепловых и атомных электростанций, отвечающих

требованиям прочности, жесткости, долговечности, эстетичности, ознакомление с основными тенденциями развития и перспективами применения металлических конструкций в промышленном и гражданском строительстве.

В результате изучения учебной дисциплины «Металлические конструкции» будущий специалист должен:

знать:

- методы расчета на прочность, устойчивость и жесткость;
- основы проектирования элементов металлических конструкций;
- особенности расчета металлических конструкций каркасов зданий, в том числе и тепловых и атомных электростанций;

уметь:

- компоновать каркасы промышленных зданий, в том числе и тепловых и атомных электростанций;

– определять нагрузки и усилия в элементах каркасов зданий, в том числе и тепловых и атомных электростанций;

– пользоваться техническими нормативными правовыми актами (техническими кодексами установившейся практики (ТКП), стандартами Беларуси (СТБ), строительными нормами Беларуси (СНБ), техническими регламентами (ТР), государственными стандартами (ГОСТами) и др;

– рассчитывать и конструировать металлические конструкции общего назначения и применяемых в промышленном, гражданском и гидротехническом строительстве;

владеть навыками:

– расчета металлических конструкций каркасов тепловых и атомных электростанций по методу предельных состояний;

– расчета металлических конструкций общего назначения по методу предельных состояний;

– конструирование элементов конструкций: балок, ферм, колонн.

Содержание

Цели и задачи дисциплины.....	7
1. Учебная программа по дисциплине «Металлические конструкции»...	9
2. Теоретические и практические материалы по разделам учебной программы.....	28
Раздел I. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ	28
Тема 1.1. Номенклатура, область применения.....	28
Раздел II. МАТЕРИАЛЫ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ. РАБОТА МАТЕРИАЛА.....	32
Тема 2.1. Строительные стали и алюминиевые сплавы.	32
Тема 2.2. Работа сталей под нагрузкой, выбор сталей.....	44
Практическое занятие №1. Определение геометрических характеристик сечений элементов	57
Раздел III. ОСНОВЫ РАСЧЕТА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ..	59
Тема 3.1. Методы расчета металлических конструкций по предельным состояниям.....	59
Тема 3.2. Работа и расчет на прочность центрально- нагруженных, изгибаемых и внецентренно – нагруженных элементов.....	64
Тема 3.3. Устойчивость центрально сжатого, внецентренно-сжатых и изгибаемых элементов.	69
Практическое занятие №2. Определение несущей способности растянутых и сжатых элементов.	76
Практическое занятие №3. Определение несущей способности центрально сжатых элементов	76
Раздел IV. СОРТАМЕНТ.....	78
Тема 4.1. Общая характеристика сортамента.....	78
Раздел V. СОЕДИНЕНИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ.....	80
Тема 5.1. Сварные соединения. Стыковые и угловые швы, конструирование, работа и расчет.	80
Тема 5.2. Болтовые и заклепочные соединения	93
Тема 5.3. Соединения на высокопрочных болтах	99
Практическое занятие №4. Конструирование и расчет сварных соединений.....	193
Практическое занятие №5. Конструирование и расчет болтовых соединений	105
Раздел VI . ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ПРОЦЕССЕИ ТЕХНОЛОГИИ СВАРКИ.....	106

Тема 6.1. Виды сварки, сварочные материалы (Лб. №1-3).....	106
Тема 6.2. Виды сварных соединений , сварочные деформации и напряжения(Лб.№ 5).....	126
Тема 6.3.Способы выполнения швов, дефекты и контроль качества сварных соединений (Лб. №6)	128
Тема 6.4 Термическая резка, техника безопасности (Лб. № 7).....	134
Раздел VII.ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ.....	140
Тема 7.1. Организация проектирования, основы технологии изготовления.....	140
Раздел VIII. БАЛКИ, БАЛОЧНЫЕ КОНСТРУКЦИИ.....	142
Тема 8.1. Компоновка балочных конструкций, прокатные балки.....	142
Тема 8.2. Проектирование составных балок.....	148
Тема 8.3. Расчет деталей и узлов составных балок.....	170
Практическое занятие №6. Подбор и проверка сечений прокатных и составных балок для стадий упругой и упругопластической работы ..	177
Практическое занятие №7. Конструирование и расчет узлов сопряжения балок	189
Раздел IX. ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТЫЕ КОЛОННЫ.....	191
9.1. Общая характеристика колонн, расчет сплошных колонн.....	191
9.2. Конструкция и расчет сквозных колонн.....	198
9.3. Конструкция и расчет деталей и узлов колонн.....	203
Практическое занятие №8. Подбор и проверка сечения центрально-сжатой колонны	209
Раздел X. ФЕРМЫ.....	223
10.1. Классификация, компоновка, типы сечений ферм, расчет ферм	223
10.2. Конструкция, работа и расчет узлов и деталей ферм	233
Практическое занятие №9. Подбор и проверка сечений стержней стропильных ферм с различными типами сечений.....	244
Практическое занятие №10 Конструирование и расчет узлов стропильных ферм.	245
Раздел XI. ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И КОМПОНОВКИ КАРКАСА ЗДАНИЯ	247
11.1. Конструктивные схемы каркасов зданий.....	247
11.2. Компоновка покрытия. Компоновка поперечной рамы здания, связи.....	250
Раздел XII. ОСОБЕННОСТИ РАБОТЫ И РАСЧЕТА КАРКАСА ЗДАНИЯ.....	261

12.1. Действительная работа стального каркаса	261
12.2. Сочетания нагрузок, определение расчетных усилий в элементах поперечной рамы здания.....	262
Практическое занятие №11. Определение нагрузок на поперечную раму, расчетная схема. Расчет на ЭВМ.....	267
Практическое занятие №12. Определение расчетных усилий в элементах рамы однопролетного производственного здания.....	267
Раздел XIII. ЭЛЕМЕНТЫ ПОКРЫТИЯ.....	268
13.1. Расчет сплошных и сквозных прогонов.....	269
13.2. Работа и расчет стропильной фермы в системе поперечной рамы здания.....	274
Практическое занятие №13. Конструирование и расчет опорных узлов ферм.....	279
Раздел XIV. КОЛОННЫ КАРКАСА.....	282
14.1. Внецентренно –сжатые колонны сплошного сечения.....	282
14.2. Внецентренно –сжатой колонны сквозного сечения.....	291
14.3. Конструкция и расчет основных узлов колонны.....	295
Практическое занятие № 14. Подбор и проверка сечения внецентренно-сжатых колонн сплошного сечения	303
Практическое занятие № 15. Подбор и проверка сечения внецентренно-сжатых колонн сквозного сечения	309
Практическое занятие № 16 Конструирование и расчет сопряжения верхней и нижней части колонны. Расчет базы колонны.	314
Раздел XV. ЭЛЕМЕНТЫ ФАХВЕРКА.....	322
15.1. Конструкция и расчет фахверка стен	322
Раздел XVI. ПОДКРАНОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ.....	323
16.1. Характеристика подкрановых конструкций, расчет подкрановых балок.....	323
16.2. Подкрановые фермы, узлы и детали подкрановых конструкций.....	331
Раздел XVII. ЛИСТОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ.....	334
17.1. Общая характеристика листовых конструкций, основы работы и расчета.....	334
17.2. Вертикальные цилиндрические резервуары.....	338
17.3. Горизонтальные цилиндрические резервуары.....	343
Раздел XVIII. КОНСТРУКЦИИ ВЫСОТНЫХ СООРУЖЕНИЙ.....	346
18.1. Башни, мачты.....	346
18.2. Опоры линий электропередач.....	348
Раздел XIX. ОСНОВЫ ЭКОНОМИКИ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ	

КОНСТРУКЦИЙ.....	354
19.1. Основные положения экономической эффективности металлических конструкций.....	354
19.2. Основные положения расчета стальных конструкций по Еврокоду.....	354
3. Перечень контрольных вопросов к экзамену.....	362
4. Перечень контрольных вопросов к зачету.....	364
Литература.....	366

Цели и задачи дисциплины

Курс «Металлические конструкции» имеет большое значение в общей подготовке инженеров строительного профиля. Ни одно здание или сооружение нельзя правильно возвести и успешно эксплуатировать без знания данной дисциплины. Металлические конструкции являются базой современного строительства различных форм и конструктивных решений промышленных и гражданских зданий, различных сложных инженерных сооружений в энергетическом строительстве и строительных конструкций других отраслей.

Основной целью изучения учебной дисциплины «Металлические конструкции» является – формирование знаний, необходимые для понимания работы конструктивных элементов и систем, развитие навыков инженерного анализа, конструирования и расчета строительных металлических конструкций, подготовка к профессиональной деятельности в области проектирования металлических конструкций зданий и сооружений, в том числе и тепловых и атомных электростанций.

Основной задачей преподавания дисциплины является научить студентов расчету и проектированию технически и экономически обоснованных строительных металлических конструкции зданий и сооружений в том числе и тепловых и атомных электростанций, отвечающих требованиям прочности, жесткости, долговечности, эстетичности, ознакомление с основными тенденциями развития и перспективами применения металлических конструкций в промышленном и гражданском строительстве.

В результате изучения учебной дисциплины «Металлические конструкции» будущий специалист должен:

знать:

- методы расчета на прочность, устойчивость и жесткость;
- основы проектирования элементов металлических конструкций;
- особенности расчета металлических конструкций каркасов зданий, в том числе и тепловых и атомных электростанций;

уметь:

- компоновать каркасы промышленных зданий, в том числе и тепловых и атомных электростанций;
- определять нагрузки и усилия в элементах каркасов зданий, в том числе и тепловых и атомных электростанций;
- пользоваться техническими нормативными правовыми актами (техническими кодексами установившейся практики (ТКП), стандартами Беларуси (СТБ), строительными нормами Беларуси (СНБ), техническими регламентами (ТР), государственными стандартами (ГОСТами) и др;
- рассчитывать и конструировать металлические конструкции общего назначения и применяемых в промышленном, гражданском и гидротехническом строительстве;

владеть навыками:

- расчета металлических конструкций каркасов тепловых и атомных электростанций по методу предельных состояний;
- расчета металлических конструкций общего назначения по методу предельных состояний;
- конструирование элементов конструкций: балок, ферм, колонн.

Освоение данной учебной дисциплины обеспечивает формирование следующих компетенций:

- АК-1. Уметь применять базовые научно-теоретические знания для решения теоретических и практических задач.
- АК-2. Владеть системным и сравнительным анализом.
- АК-3. Владеть исследовательскими навыками.
- АК-6. Владеть междисциплинарным подходом при решении проблем.
- ПК-1. Применять современные методы возведения объектов, обеспечивающие высокий технико-экономический уровень выполнения строительных процессов.
- ПК-8. Обеспечивать качественное выполнение строительных работ в точном соответствии с проектом, составлять акты на выполнение скрытых работ, определять и документально оформлять объемы выполненных строительных работ.

- ПК-12. Осуществлять профилактический осмотр сооружений систем, своевременно выявлять дефекты, выяснять причины их появления и разрабатывать мероприятия по их предупреждению.
- ПК-13. Вести наблюдения за зданиями и сооружениями, регулярно снимать и анализировать показания установленной контрольно-измерительной аппаратуры.
- ПК-14. Оценивать характер и объемы дефектов и повреждений зданий и сооружений, проводить силами эксплуатационного персонала ремонтно-восстановительные работы.
- ПК-15. В период строительства и эксплуатации зданий и сооружений соблюдать требования охраны окружающей среды, атмосферного воздуха, поверхностных и грунтовых вод.
- ПК-19. В составе группы специалистов разрабатывать архитектурные и строительные проекты зданий и сооружений энергетических узлов, выполнять статические и динамические расчеты сооружений.
- ПК-24. Осуществлять авторский надзор за строительством энергетических зданий и сооружений.

**1. УЧЕБНАЯ ПРОГРАММА
ПО ДИСЦИПЛИНЕ «МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ»
для специальности 1–70 07 01 «Строительство тепловых и атомных
электростанций»**

Рабочая учебная программа «Металлические конструкции» по специальности 1–70 07 01 «Строительство тепловых и атомных электростанций» разработана в соответствии с базовой учебной программой «Металлические конструкции», утв. 03.02.2012, рег. №ТД –J.095/тип..

Согласно учебному плану для очной формы получения высшего образования на изучение учебной дисциплины отведено всего 278 часов, из них аудиторных - 132 часа. На курсовой проект отведено всего 60 часов, из них - 16 аудиторных.

Распределение аудиторных часов по курсам, семестрам и видам занятий приведено в таблице 1.

Таблица 1.

Очная форма получения высшего образования					
Курс	Семестр	Лекции, ч.	Лабораторные занятия, ч.	Практические занятия, ч.	Форма текущей аттестации
3	5	34	18	16	экзамен
3	6	48	-	16	курсовой проект, зачет

СОДЕРЖАНИЕ УЧЕБНОГО МАТЕРИАЛА

Раздел I. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Тема 1.1. Номенклатура, область применения

Современные конструктивные формы, основные свойства и технические возможности металлических конструкций, их использование при строительстве тепловых и атомных электростанций.

Предпосылки и основные направления технического прогресса, повышение эффективности металлических конструкций.

Раздел II. МАТЕРИАЛЫ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ. РАБОТА МАТЕРИАЛА

Тема 2.1. Строительные стали и алюминиевые сплавы

Общая характеристика сталей, химический состав и особенности структуры сталей, механические свойства, свариваемость, коррозионная стойкость, влияние химического состава и способа производства на свойства сталей, ТНПА и технические условия на стали, категории требований, группы прочности, сопоставление сталей с Европейскими стандартами.

Алюминиевые сплавы: классификация по способам производства, упрочнению и химическому составу, свойства сплавов и область их применения в строительстве.

Тема 2.2. Работа сталей под нагрузкой, выбор сталей

Работа сталей при однократном статическом растяжении и сжатии: диаграммы и стадии работы углеродистых и легированных сталей в зависимости от их структуры, унифицированная диаграмма упругопластической работы строительных сталей. Работа стали при сложном напряженном состоянии, переход стали в пластическую стадию.

Влияние различных факторов и условий на характер работы и разрушения металла: виды разрушения, их последствия; сложное напряженное состояние и его влияние на характер разрушения; концентрация напряжений; хрупкое разрушение как процесс развития трещин. Влияние предшествующей пластической деформации на работу металла при повторном нагружении, явление наклепа. Выносливость металла при многократной повторной нагрузке. Особенности работы металла при динамическом нагружении, ударная вязкость. Влияние температуры на свойства металла, хладноломкость, огнестойкость сталей и алюминиевых сплавов. Охрупчивание стали под действием проникающей радиации; изменение свойств металла во времени; коррозия металла, способы защиты металла от коррозии.

Выбор сталей в зависимости от условий возведения и эксплуатации металлических конструкций. Выбор сталей для каркасов тепловых и атомных электростанций.

Раздел III. ОСНОВЫ РАСЧЕТА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Тема 3.1. Методика расчета металлических конструкций по предельным состояниям

Расчет конструкций по предельным состояниям первой группы. Смысл основного расчетного неравенства. Нагрузки и воздействия: классификация, нормативные и расчетные нагрузки, коэффициенты надежности по нагрузке, сочетания нагрузок и усилий, коэффициенты сочетаний. Нормативные сопротивления материала по пределу текучести и временному сопротивлению, коэффициент надежности по материалу, дополнительный коэффициент надежности по временному сопротивлению; коэффициент условий работы конструкции; коэффициент надежности по назначению и ответственности сооружения.

Расчет конструкций по предельным состояниям второй группы.

Основные положения расчета по предельным состояниям в соответствии с Европейскими правилами.

Тема 3.2. Работа и расчет на прочность центрально-нагруженных, изгибаемых и внецентренно-нагруженных элементов

Работа и расчет на прочность центрально-нагруженных элементов.

Работа и расчет изгибаемых элементов в упругой и упругопластической стадиях, шарнир пластичности при изгибе, совместное действие нормальных и касательных напряжений.

Напряженное состояние и расчет на прочность сечений внецентренно-нагруженных элементов в упругой и упругопластической стадиях работы.

Расчет элементов на прочность с учетом хрупкого разрушения.

Тема 3.3. Устойчивость центрально сжатых, внецентренно-сжатых и изгибаемых элементов

Потеря устойчивости центрально сжатого стержня: формы потери устойчивости, критические напряжения при упругом выпучивании стержня, расчетная длина, гибкость, проверка устойчивости стержня, коэффициент продольного изгиба, условная гибкость стержня.

Потеря устойчивости внецентренно-сжатых и сжато-изогнутых элементов, изгибно-крутильная форма потери устойчивости. Расчет на устойчивость элементов постоянного сечения в плоскости и из плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии.

Проверка общей устойчивости изгибаемых элементов.

Раздел IV. СОРТАМЕНТ

Тема 4.1. Общая характеристика сортамента

Листовой и профильный прокат, гнутые и пресованные профили. ГОСТы на стальной прокат, сокращенные сортаменты.

Совершенствование сортамента, новые эффективные профили, обеспечивающие снижение расхода металла и трудоемкости изготовления конструкций.

Раздел V. СОЕДИНЕНИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Тема 5.1. Сварные соединения

Область применения, виды сварных швов и соединений, сварочные материалы, расчетные сопротивления сварных соединений.

Сварные соединения стыковыми швами: конструирование, особенности работы и расчета на различные виды усилий. Соединения угловыми швами: конструирование, особенности работы и расчета на различные виды усилий. Особенности работы соединений при многократных повторных нагрузках, влияние концентраторов напряжений. Конструктивные требования к сварным соединениям.

Тема 5.2. Болтовые и заклепочные соединения

Область применения, виды болтов. Соединения на обычных болтах: конструирование, особенности работы и расчета соединений на сдвигающие усилия – срез и смятие, на растяжение, проверка прочности соединяемых элементов.

Тема 5.3. Соединения на высокопрочных болтах

Особенности работы и расчета фрикционных соединений на высокопрочных болтах. Работа соединений при многократных нагрузках. Конструктивные требования к болтовым соединениям.

Краткая характеристика новых видов соединений: клееболтовых, на несущих высокопрочных болтах, самонарезающих винтах, дюбелях.

Раздел VI. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ПРОЦЕССЕ И ТЕХНОЛОГИИ СВАРКИ

Тема 6.1. Виды сварки, сварочные материалы

Место и роль сварки в технологическом процессе изготовления и монтажа строительных конструкций. Классификация видов сварки. Сварочная дуга как источник тепла. Плавление и перенос электродного металла на изделие. Сущность, схемы, область применения и технико-экономические характеристики основных видов сварки: дуговой, электрошлаковой и контактной.

Выбор вида сварки, рода тока и параметров режима сварки, сварочное оборудование. Сварочные материалы: электроды с покрытием, электродная проволока, флюсы и защитные газы, самозащитная порошковая и легированная проволока. Классификация сварочных материалов по государственным стандартам. Рекомендации по выбору сварочных материалов.

Тема 6.2. Виды сварных соединений, типы швов, сварочные деформации и напряжения

Заводские и монтажные соединения. Технологические и эксплуатационные требования к сварным соединениям. Основные факторы процесса сварки, влияющие на свойства сварных соединений. Влияние температуры изделия при выполнении сварного шва на свойства соединения.

Сварочные деформации и напряжения. Мероприятия по уменьшению сварочных деформаций и напряжений на стадии проектирования и изготовления строительных конструкций. Подготовка металлических элементов под сварку.

Тема 6.3. Способ выполнения швов, дефекты и контроль качества сварных соединений

Способ выполнения швов по сечению и по длине, влияние способа на качество сварного соединения. Дефекты сварных соединений. Контроль качества сварных соединений, обычные и физические методы контроля. Мероприятия по предупреждению и устранению дефектов соединений.

Тема 6.4. Термическая резка, техника безопасности

Термическая резка: сущность, схема процесса, технико-экономические характеристики. Технология резки: параметры режима резки, оборудование, контроль качества.

Техника безопасности при производстве сварочных работ: электробезопасность, пожаробезопасность и мероприятия по охране окружающей среды.

Раздел VII. ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Тема 7.1. Организация проектирования, основы технологии изготовления

Стадии и этапы проектирования, состав проекта. Нормы проектирования и государственные стандарты на выполнение проектной документации.

Основы технологии изготовления металлических конструкций. Организация производственного потока. Краткое ознакомление с основными операциями: на складе металла, в цехах подготовки, обработки, сборосварки, малярпогрузки.

Типизация и унификация – основной путь к снижению трудоемкости изготовления металлических конструкций.

Раздел VIII. БАЛКИ, БАЛОЧНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Тема 8.1. Компоновка балочных конструкций, прокатные балки

Область применения, классификация: по статическим схемам, типам сечений, способам соединения элементов сечения, виду материалов.

Компоновка балочных перекрытий: генеральные размеры, схемы компоновки в плане и по высоте, оптимизация компоновки. Виды настилов, особенности работы и расчета. Подбор и проверка сечений прокатных балок.

Тема 8.2. Проектирование составных балок

Определение нагрузок и усилий, выбор высоты и компоновка рационального сечения, изменение сечения по длине балки, проверка прочности в упругой и упругопластической стадиях, обеспечение жесткости и общей устойчивости балок. Местная устойчивость элементов сечения при

различном напряженном состоянии, способы проверки и обеспечения местной устойчивости.

Тема 8.3. Расчет деталей и узлов составных балок

Конструкция, особенности работы и расчета деталей и узлов составных балок: соединения поясных листов и стенки, опорной части балки, заводских и укрупнительных стыков балок с различными видами соединений.

Раздел IX. ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТЫЕ КОЛОННЫ

Тема 9.1. Общая характеристика колонн, расчет сплошных колонн

Общая характеристика, типы колонн и сечений, обоснование расчетной схемы колонны. Конструкция, подбор и проверка сечения сплошных колонн, обеспечение местной устойчивости элементов сечения.

Тема 9.2. Конструкция и расчет сквозных колонн

Конструкция и особенности работы сквозных колонн, приведенная гибкость, подбор и проверка сечения колонны, соединительных планок, элементов решетки и их прикрепления к ветвям колонны.

Тема 9.3. Конструкция и расчет деталей и узлов колонн

Типы сопряжения колонн с фундаментами, опирание колонны на фундамент, конструкция, особенности работы и расчет баз колонн; базы для безвыверочного монтажа. Оголовки колонн, конструкция, работа и расчет оголовков колонн.

Раздел X. ФЕРМЫ

Тема 10.1. Классификация, компоновка, типы сечений ферм, расчет ферм

Область применения легких и тяжелых ферм, классификация: по статическим схемам, по очертанию поясов, типу решетки, типу сечений стержней, виду соединения и материалу стержней. Компоновка стропильных ферм, генеральные размеры, учет требований унификации, условий эксплуатации, изготовления и перевозки.

Особенности расчета ферм: определение нагрузок и расчетных внутренних усилий, учет подвижных и внеузловых нагрузок. Обеспечение общей устойчивости ферм в системе покрытия, расчетные длины стержней ферм. Выбор типа сечения, подбор и проверка сечения растянутых и сжатых стержней стропильных ферм, учет предельной гибкости.

Тема 10.2. Конструкция, работа и расчет узлов и деталей ферм

Конструкция, работа и расчет узлов, заводских и укрупнительных стыков стропильных ферм.

Конструктивные решения легких ферм с применением широкополочных двутавров и тавров, одиночных уголков, круглых труб, гнутых и гнутозамкнутых профилей.

Раздел XI. ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И КОМПОНОВКИ КАРКАСА ЗДАНИЯ

Тема 11.1. Конструктивные схемы каркасов зданий

Компоновка конструктивной схемы каркасов зданий. Область применения, общая характеристика: схема каркаса, поперечные и продольные конструкции, основные элементы каркаса и их функции, металлические и смешанные каркасы. Основы компоновки. Унификация объемно-планировочных параметров. Разбивка сетки колонн, температурные швы, их назначение. Выбор поперечной конструкции, типы ригелей, колонн, узловых сопряжений.

Основные типы компоновки каркасов тепловых и атомных электростанций. Примеры каркасов.

Тема 11.2. Компоновка покрытия. Компоновка поперечной рамы здания, связи

Состав покрытия, типы кровельных элементов, схемы покрытий с прогонами и без прогонов, выбор схемы стропильных и подстропильных ферм и фонарей.

Компоновка поперечной рамы, определение основных размеров колонн, стропильных ферм, фонарей особенности компоновки многопролетных поперечных рам.

Компоновка продольных конструкций каркаса: связевая система конструкций, схемы и основные функции связей по колоннам при монтаже и эксплуатации.

Связи по покрытию, схемы и основные функции связей при монтаже и эксплуатации.

Раздел XII. ОСОБЕННОСТИ РАБОТЫ И РАСЧЕТА КАРКАСА ЗДАНИЯ

Тема 12.1. Действительная работа стального каркаса

Взаимодействие поперечных и продольных конструкций каркаса здания, несущих и ограждающих конструкций, совместная работа элементов каркаса, оснований и фундаментов, податливость узловых сопряжений.

Тема 12.2. Сочетания нагрузок, определение расчетных усилий в элементах поперечной рамы здания

Выбор расчетной схемы и определение нагрузок на поперечную раму. Практические способы и применение ЭВМ для расчета рам. Принципы определения расчетных усилий в сечениях рамы, сочетания нагрузок и комбинации усилий.

Раздел XIII. ЭЛЕМЕНТЫ ПОКРЫТИЯ

Тема 13.1. Расчет сплошных и сквозных прогонов

Конструкция и расчет сплошных и сквозных прогонов, крупноразмерных металлических панелей с плоским и профилированным настилом, опирание прогонов и панелей на ригель поперечной рамы. Конструктивное решение каркаса фонаря. Легкие ограждающие металлические конструкции: конструктивные решения, расчет и проектирование.

Тема 13.2. Работа и расчет стропильной фермы в системе поперечной рамы здания

Особенности работы и расчета стропильной фермы в системе поперечной рамы, учет опорных моментов и распора рамы. Конструкция, работа и расчет шарнирного и жесткого примыкания стропильной фермы к колонне. Опираение подстропильной фермы на колонну и стропильной фермы на подстропильную.

Раздел XIV. КОЛОННЫ КАРКАСА

Тема 14.1. Внецентренно–сжатые колонны сплошного сечения

Виды колонн, типы сечений, расчетные длины колонн, возможные формы потери устойчивости.

Конструкция, подбор и проверка сечения сплошной внецентренно – сжатой колонны, учет требований к местной устойчивости полок и стенки колонны.

Тема 14.2. Внецентренно–сжатые колонны сквозного сечения

Конструкция, подбор и проверка сечения сквозной внецентренно – сжатой колонны: устойчивость ветвей и стержня колонны в целом, работа и расчет решетки.

Тема 14.3. Конструкция и расчет основных узлов колонн

Конструкция, особенности работы и расчета основных узлов колонны, выбор расчетных комбинаций усилий: надкрановой и подкрановой частей, укрупнительный стык, база, анкерные болты.

Раздел XV. ЭЛЕМЕНТЫ ФАХВЕРКА

Тема 15.1. Конструкция и расчет фахверка стен

Компоновка фахверка торцевых и продольных и стен. Элементы фахверка: назначение, типы сечений, конструкции прикрепления к основным элементам и связям каркаса, особенности работы и расчета.

Раздел XVI. ПОДКРАНОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Тема 16.1. Характеристика подкрановых конструкций, расчет подкрановых балок

Общая характеристика подкрановых конструкций: состав конструкций, статические схемы, типы сечений, особенности работы, нагрузки. Действительная работа подкрановых конструкций.

Сплошные подкрановые балки симметричного и несимметричного сечений, тормозные конструкции, их назначение. Определение расчетных усилий, компоновка сечения, особенности расчета и конструирования подкрановых балок без и с тормозными конструкциями сплошного и сквозного сечений.

Тема 16.2. Подкрановые фермы, узлы и детали подкрановых конструкций

Подкрановые фермы, подкраново-подстропильные фермы, пути подвесных кранов: особенности конструирования, работы и расчета.

Сопряжения подкрановых балок и тормозных конструкций с колоннами: особенности работы и конструирования. Крановые рельсы и их крепления к балкам, упоры

Раздел XVII. ЛИСТОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Тема 17.1. Общая характеристика листовых конструкций, основы работы и расчета

Область и объем применения, общая характеристика: виды листовых конструкций, особенности эксплуатации, изготовления и монтажа, нагрузки и воздействия, особенности работы листовых конструкций. Требования к листовым конструкциям, принципы рационального проектирования.

Напряженное состояние и основы расчета тонких пластинок и оболочек, краевой эффект, устойчивость цилиндрических и сферических оболочек.

Тема 17.2. Вертикальные цилиндрические резервуары

Резервуары: область применения, классификация, особенности проектирования. Вертикальные цилиндрические резервуары низкого давления: компоновка, конструкция, особенности работы и расчета стенки, днища, кровли.

Тема 17.3. Горизонтальные цилиндрические резервуары

Горизонтальные цилиндрические резервуары высокого давления: компоновка, конструкция, особенности работы и расчета стенки, днища, опор. Шаровые резервуары высокого давления.

Раздел XVIII. КОНСТРУКЦИИ ВЫСОТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Тема 18.1. Башни и мачты

Область применения, основные типы конструкций, особенности эксплуатации и проектирования, нагрузки и воздействия.

Схемы башен и мачт, основные размеры, очертания поясов, форма ствола, схемы решетки и диафрагм, типы сечений поясов и элементов решетки, членение на отправочные элементы, конструкция узлов, особенности работы и расчета башни и мачт в целом, отдельных элементов и узлов.

Тема 18.2. Опоры линий электропередач

Опоры линий электропередач, открытых распределительных устройств: типы и схемы опор, нагрузки и воздействия, особенности компоновки, конструкции, работа и основные положения расчета опор.

Раздел XIX. ОСНОВЫ ЭКОНОМИКИ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Тема 19.1. Основные положения экономической эффективности металлических конструкций

Совершенствование конструктивных решений на основе методов оптимизации конструкций, применения прогрессивных конструктивных форм, использование материалов, профилей, заводских и монтажных соединений

Тема 19.2. Основные положения расчет стальных конструкций по Еврокоду

Особенности и основные положения расчета стальных конструкций по Еврокоду.

**УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КАРТА УЧЕБНОЙ ДИСЦИПЛИНЫ
ОЧНАЯ ФОРМА ПОЛУЧЕНИЯ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ**

Номер раздела, темы	Название раздела, темы	Количество аудиторных часов					Количество часов УСР	Форма контроля знаний
		Лекции	Практические занятия	Семинарские занятия	Лабораторные занятия	Иное		
1	2	3	4	5	6	7	8	9
	5 семестр							
I.	ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ							
1.1.	Номенклатура, область применения	1						
II.	МАТЕРИАЛЫ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ. РАБОТА МАТЕРИАЛА							Контрольная работа
2.1.	Строительные стали и алюминиевые сплавы	2						
Пр.3 №1	Определение геометрических характеристик сечений элементов		2					
2.2.	Работа сталей под нагрузкой, выбор сталей	3						
III.	ОСНОВЫ РАСЧЕТА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ							Контрольная работа
3.1.	Методика расчета металлических конструкций по предельным состояниям	2						
3.2.	Работа и расчет на прочность центрально-нагруженных, изгибаемых	2						

1	2	3	4	5	6	7	8	9
	и внецентренно – нагруженных элементов							
Пр.3 №2	Определение несущей способности растянутых и сжатых элементов		2					
3.3.	Устойчивость центрально сжатых, внецентренно-сжатыми изгибаемых элементов.	2						
Пр.3 №3	Определение несущей способности центрально сжатых элементов		2					
IV.	СОСТАВ							
4.1.	Общая характеристика сортамента	1						
V.	СОЕДИНЕНИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ							Контрольная работа
5.1.	Сварные соединения	3						
Пр.3 №4	Конструирование и расчет сварных соединений		2					
5.2.	Болтовые и заклепочные соединения	2						
5.3.	Соединения на высокопрочных болтах	1						
Пр.3 №5	Конструирование и расчет болтовых соединений		2					
VI.	ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ПРОЦЕССЕ И ТЕХНОЛОГИИ СВАРКИ							Защита лабораторных работ
6.1.	Виды сварки, сварочные материалы							
ЛБ. №1	Ручная электродуговая сварка покрытым электродом.				4			Отчет ЛБ
ЛБ. №2	Автоматическая и полуавтоматическая дуговая сварка				2			Отчет ЛБ
1	2	3	4	5	6	7	8	9

Лб. №3	Контактная сварка				2			Отчет ЛБ
6.2.	Виды сварных соединений, сварочные деформации и напряжения							
Лб. №5	Сварочные напряжения и деформации				4			Отчет ЛБ
6.3.	Способы выполнения швов, дефекты и контроль качества сварных соединений							
Лб. №6	Дефекты сварных соединений				4			Отчет ЛБ
6.4	Термическая резка, техника безопасности							
Лб. №4	Термическая резка металлов. Техника безопасности при проведении сварочных работ				2			Отчет ЛБ
VII.	ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ							Контрольная работа
7.1.	Организация проектирования, основы технологии изготовления	1						
VIII.	БАЛКИ, БАЛОЧНЫЕ КОНСТРУКЦИИ							Контрольная работа
8.1.	Компоновка балочных конструкций, прокатные балки	2						
Пр.3 №6	Подбор и проверка сечений прокатных и составных балок для стадий упругой и упругопластической работы		2					
8.2.	Проектирование составных балок	2						
8.3.	Расчета деталей и узлов составных балок	2						
Пр.3 №7	Конструирование и расчет узлов сопряжения балок		2					
IX.	ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТЫЕ КОЛОННЫ							Контрольная работа
1	2	3	4	5	6	7	8	9
9.1.	Общая характеристика колонн, расчет сплошных колонн	2						

9.2.	Конструкция и расчет сквозных колонн	2						
Пр.3 №8	Подбор и проверка сечения центрально-сжатой колонны		2					
9.3.	Конструкция и расчет деталей и узлов колонн	4						
	Итого за семестр	34	16		18			Экзамен
	6 семестр							
X.	ФЕРМЫ							Контрольная работа
10.1.	Классификация, компоновка, типы сечений ферм, расчет ферм	4						
Пр.3 №9	Подбор и проверка сечений стержней стропильных ферм с различными типами сечений		2					
10.2.	Конструкция, работа и расчет узлов и деталей ферм	4						
Пр.3 №10	Конструирование и расчет узлов стропильных ферм		2					
XI.	ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И КОМПОНОВКИ КАРКАСА ЗДАНИЯ							
11.1.	Конструктивные схемы каркасов зданий	2						
11.2.	Компоновка покрытия. Компоновка поперечной рамы здания, связи	3						
XII.	ОСОБЕННОСТИ РАБОТЫ И РАСЧЕТА КАРКАСА ЗДАНИЯ							
12.1.	Действительная работа стального каркаса	1						
Пр.3 №11	Определение нагрузок на поперечную раму, расчетная схема. Расчет на ЭВМ		2					
1	2	3	4	5	6	7	8	9
12.2.	Сочетания нагрузок, определение расчетных усилий в элементах поперечной рамы здания	2						
Пр.3 №12	Определение расчетных усилий в элементах рамы однопролетного производственного здания		2					

XIII.	ЭЛЕМЕНТЫ ПОКРЫТИЯ								Контрольная работа
13.1.	Расчет сплошных и сквозных прогонов	2							
13.2.	Работа и расчет стропильной фермы в системе поперечной рамы здания	2							
Пр.з №13	Конструирование и расчет опорных узлов ферм		2						
XIV.	КОЛОННЫ КАРКАСА								Контрольная работа
14.1.	Внецентренно –сжатые колонны сплошного сечения	3							
Пр.з №14	Подбор и проверка сечения внецентренно-сжатых колонн сплошного сечения		2						
14.2.	Внецентренно –сжатой колонны сквозного сечения	4							
Пр.з №15	Подбор и проверка сечения внецентренно – сжатых колонн сквозного сечения		2						
14.3.	Конструкция и расчет основных узлов колонны	4							
Пр.з №16	Конструирование и расчет сопряжения верхней и нижней части колонны. Расчет базы колонны		2						
XV.	ЭЛЕМЕНТЫ ФАХВЕРКА								Контрольная работа
15.1.	Конструкция и расчет фахверка стен	2							
XVI.	ПОДКРАНОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ								Контрольная работа
16.1.	Характеристика подкрановых конструкций, расчет подкрановых балок	3							
1	2	3	4	5	6	7	8	9	
16.2.	Подкрановые фермы, узлы и детали подкрановых конструкций	2							
XVII.	ЛИСТОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ								
17.1.	Общая характеристика листовых конструкций, основы работы и расчета	2							

17.2.	Вертикальные цилиндрические резервуары	2						
17.3.	Горизонтальные цилиндрические резервуары	1						
XVIII.	КОНСТРУКЦИИ ВЫСОТНЫХ СООРУЖЕНИЙ							Контрольная работа
18.1.	Башни, мачты	2						
18.2.	Опоры линий электропередач	1						
XIX.	ОСНОВЫ ЭКОНОМИКИ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ							
19.1	Основные положения экономической эффективности металлических конструкций	1						
19.1.	Основные положения расчета стальных конструкций по Еврокоду	1						
	Курсовой проект		16					Защита курсового проекта
	Итого за семестр	48	16					Зачет
	Всего аудиторных часов	82	32		18			

ИНФОРМАЦИОННО-МЕТОДИЧЕСКАЯ ЧАСТЬ

Средства диагностики результатов учебной деятельности

Оценка уровня знаний студента производится по десятибалльной шкале в соответствии с критериями, утверждёнными Министерством образования Республики Беларусь.

Для оценки достижений студента используется следующий диагностический инструмент:

- устный и письменный опрос во время практических занятий;
- собеседование при проведении индивидуальных и групповых консультаций;
- сдача экзамена;
- сдача зачета.

ПЕРЕЧЕНЬ ТЕМ ПРАКТИЧЕСКИХ ЗАНЯТИЙ

1. Определение геометрических характеристик сечений элементов.
2. Определение несущей способности растянутых и изгибаемых элементов.
3. Определение несущей способности центрально-сжатых элементов.
4. Конструирование и расчет сварных соединений.
5. Конструирование и расчет болтовых соединений.
6. Подбор и проверка сечений прокатных и составных балок для стадий упругой и упругопластической работы.
7. Конструирование и расчет узлов сопряжения балок.
8. Подбор и проверка сечения центрально-сжатой колонны.
9. Подбор и проверка сечений стержней стропильных ферм с различными типами сечений.
10. Конструирование и расчет узлов стропильных ферм.
11. Определение нагрузок на поперечную раму, расчетная схема. Расчет на ЭВМ.
12. Определение расчетных усилий в элементах поперечной рамы производственного здания.
13. Конструирование и расчет опорных узлов ферм.
14. Подбор и проверка сечения внецентренно-сжатых колонн сплошного сечения.
15. Подбор и проверка сечения внецентренно-сжатых колонн сквозного сечения.
16. Конструирование и расчет сопряжения верхней и нижней части колонны. Расчет базы колонны

ПЕРЕЧЕНЬ ТЕМ ЛАБОРАТОРНЫХ РАБОТ

1. Ручная электродуговая сварка покрытым электродом.
2. Автоматическая и полуавтоматическая дуговая сварка.
3. Контактная сварка.

4. Термическая резка металлов. Техника безопасности при проведении сварочных работ.
5. Сварочные напряжения и деформации.
6. Дефекты сварных соединений.

КУРСОВОЙ ПРОЕКТ «СТАЛЬНОЙ КАРКАС ОДНОЭТАЖНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ»

Курсовой проект ставит своей целью отработку вопросов расчета и проектирования металлических конструкций производственных зданий с целью повышения качества усвоения материала.

В состав проекта входит:

1. Выбор схемы каркаса и компоновка поперечной рамы, покрытия, связей и фахверка.
2. Определение нагрузок на поперечную раму.
3. Статический расчет поперечной рамы и составление сочетаний расчетных усилий.
4. Расчет и конструирование колонны.
5. Расчет и конструирование стропильной фермы.
6. Лист формата А1 в стадии КМ (конструкции металлические), включающий: схемы расположения конструктивных элементов на уровне нижнего и верхнего поясов ферм; продольный и поперечный разрезы; узлы сопряжений ферм с колоннами, подкрановых балок с колоннами, колонны с фундаментами; таблицу «Ведомость элементов»; примечания.
7. Лист формата А1 в стадии КМД (конструкции металлические, детализированные), включающий чертеж фермы; таблицу «Спецификация»; примечания.
8. Пояснительная записка с эскизами, расчетами и обоснованием принятых решений.

Перечень контрольных вопросов и заданий для самостоятельной работы студентов

1. Конструктивные схемы каркасов зданий тепловых и атомных электростанций, особенности нагрузок.
2. Алюминиевые сплавы, маркировка.
3. Расчет элементов на прочность с учетом хрупкого разрушения.
4. Узлы креплений тормозных конструкций, конструкция опорных узлов.
5. Горизонтальные цилиндрические резервуары, конструкция, напряженное состояние, опоры.
6. Башни, мачты, конструктивные схемы, конструкции опор и узлов сопряжений.
7. Опоры линий электропередач (ЛЭП), конструктивные схемы, аварийные ситуации.

Методические рекомендации по организации и выполнению самостоятельной работы студентов

При изучении дисциплины рекомендуется использовать следующие формы самостоятельной работы:

- изучение технической и нормативной литературы по курсу изучаемой дисциплины;
- выполнение курсового проекта по индивидуальному заданию, включающего расчётно-пояснительную записку и графическую часть, выполненную вручную, согласно действующих строительных норм, стандартов и технических условий;
- проработка тем (вопросов), вынесенных на самостоятельное изучение.

Методы (технологии) обучения

Перечисленные выше требования, предъявляемые к будущему специалисту, должны быть сформированы у студентов в процессе обучения.

Поэтому студент должен не только хорошо усвоить теоретический материал, но уметь его применять к решению как стандартных задач по всем разделам курса, так и не стандартных технических задач. У студента должны быть сформированы навыки нестандартного творческого мышления, умение находить оптимальное решение той или иной задачи по проектированию и конструированию.

В этой связи важна активизация самостоятельной работы студентов, как во время аудиторных занятий, так и при выполнении домашних заданий.

С целью активизации познавательной деятельности студентов следует широко использовать проблемные методы обучения, не ограничиваться на лекциях изложением теоретического материала или решением задач, а вовлекать студентов в дискуссию, ставить перед ними проблемные вопросы.

Важным является не только контроль за работой студентов, за качеством усвоения ими материала путем проведения аудиторных контрольных работ, путем опроса и защиты домашних заданий, но и повышение качества и методического уровня проведения занятий преподавателями, постоянный обмен их опытом работы на методических семинарах.

Основными методами (технологиями) обучения, отвечающими целям изучения дисциплины являются:

- элементы проблемного обучения (проблемное изложение, вариативное изложение, частично-поисковый метод);
- элементы учебно-исследовательской деятельности, реализация творческого подхода, реализуемые на практических занятиях и при самостоятельной работе;
- проектные технологии, используемые при проектировании конкретного объекта, реализуемые при выполнении курсового проекта.

Компьютерные программы, электронные учебно-методические пособия

Многофункциональные программные комплексы LIRA, SCAD, MSC/NASTRAN и другие системы для расчета, исследования и проектирования конструкций различного назначения на основе конечно-элементного анализа; пакет AutoCAD и др.

Программные разработки кафедр по выполнению курсовых и дипломных проектов.

Научно-методические материалы

В учебном процессе используются методические пособия и указания по курсовому и дипломному проектированию, раздаточные материалы и результаты научно-исследовательских работ кафедр.

2. ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ И ПРАКТИЧЕСКИЕ МАТЕРИАЛЫ ПО РАЗДЕЛАМ УЧЕБНОЙ ПРОГРАММЫ

Раздел I. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Тема 1.1. Номенклатура, область применения

История использования металлических конструкций насчитывает около двух тысячелетий. Первые металлические конструкции изготавливались из так называемого кричного железа, которое из-за несовершенного метода получения имело пористую и неоднородную структуру, а, в связи с этим, низкую прочность и высокую деформативность.

В период (от XII до начала XVII в.) металлические конструкции применялись в уникальных к тому времени сооружениях (церквей, дворцов и др.), выковывались из кричного железа в виде затяжек, распоров, скреп для каменной кладки. Соединение элементов осуществлялись на проушинах и штырях. Одним из первых таких конструкций являются затяжки Успенского собора во Владимире (1158 г.).

С начала XVIII до середины XIX веков металлические конструкции изготавливались преимущественно из чугуна. Используя хорошие литейные свойства чугуна, а также высокую коррозионную стойкость, строители Западной Европы и Российской Империи изготавливали из него, прежде всего, пролетные строения мостов. Первый чугунный мост был изготовлен в Англии в 1779 году, а в России в Петербурге в 1784 году. Тогда же с использованием металлоконструкций были воздвигнуты известнейшие общественные объекты: театр французской комедии (1786 г.), Александрийский театр (1830 г.), Зимний дворец (1837 г.), купол Исакиевского собора (1840-х гг.) и др. Существенно усложнились конструктивные формы: появились арочные конструкции и шпренгельные балки. Для металлических деталей использовались уже уголки и швеллеры,

изготавливаемые гнутьем разогретых полос. С 1830 года для соединений металлических конструкций стали применяться заклепки.

С середины XIX и начала XX веков, характеризуется бурным развитием металлических конструкций. В это время появились эффективные способы выплавки стали, которая и становится доминирующим металлом в строительстве. В 1840 г. Был освоен процесс получения профильного металла и прокатного листа. Другим фактором, обусловившим резкое увеличение объемов изготовления металлоконструкций, явилось изобретение в 1881 году в России электросварки. На этот период приходится появление новых конструктивных форм: плоских стержневых конструкций (ферм), рамно-арочных систем, стержневых башен, листовых висячих покрытий, стальных резервуаров. Тогда же был освоен прокат стали -появились уголки, швеллеры, двутавры.

Множество замечательных сооружений было построено в этот период: павильоны парижских выставок (1867, 1878, 1889 гг.), где пролеты достигли 115 м, Эйфелева башня (1889г.), павильоны ярмарки в Нижнем Новгороде (1896г.), дебаркадер Киевского вокзала (1913 г.), ажурные стержневые башни Шухова в Москве и т.д. В это же время было возведено первое производственное здание со стальным каркасом (США) и множество стальных железнодорожных мостов.

Во второй половине XX века, кроме применения обычных сталей, широкое применение получили легированные стали и сплавы алюминия. Были разработаны предварительно напряженные металлоконструкции, вантовые покрытия, пространственные стержневые конструкции (структуры), тонколистовые металлические оболочки покрытий зданий и сооружений, трансформируемые конструкции. Были усовершенствованы сечения профилей, появились профили с параллельными гранями полок и профили (в основном из сплава алюминия), изготавливаемые методом прессования. Основным видом соединения осталась сварка. Кроме того, получили распространение соединения на обычных и на высокопрочных болтах, стали применяться клеевые соединения и соединения на дюбелях. Значительным событием явилась разработка и внедрение нового метода расчета конструкции по предельным состояниям.

Среди уникальных сооружений XX века с использованием металлических конструкций можно назвать, прежде всего, олимпийские объекты в Торонто, Мюнхене и Москве, среди которых следует выделить крытый стадион размером в плане 224x183 м и велотрек размером 168x138 м в Москве, мост пролетом 1420 м в Англии, стальные каркасы небоскребов в США и Малайзии, башня высотой 370 м в Киеве, мачта высотой 646 м в Польше.

В РБ к уникальным объектам с применением металлических конструкций можно отнести: Дворец спорта, Легкоатлетический манеж,

Футбольный манеж, Минск-арена, Конькобежный стадион, Велотрек, Крытый каток.

Номенклатура металлических конструкций. Металлические конструкции применяются сегодня во всех видах зданий и инженерных сооружений, особенно если необходимы значительные пролеты, высота и нагрузки. Потребность в металлических конструкциях очень велика и непрерывно увеличивается. В зависимости от конструктивной формы и назначения металлические конструкции можно разделить на семь видов:

1. Промышленные здания, в том числе здания тепловых и атомных электростанций. Каркасы промышленных зданий бывают полностью металлическими и смешанными (металлическое покрытие по железобетонным колоннам). Промышленные здания при необходимости оборудуются мостовыми и подвесными кранами.

2. Большепролетные здания. Это, как правило, здания общественного назначения: спортивные, рынки, павильоны, ангары. Они имеют пролеты до 100 – 150 м. Для большепролетных зданий применяются балочные, рамные, арочные, висячие, комбинированные конструктивные схемы каркасов.

3. Мосты, эстакады. В конструктивном отношении мосты и эстакады имеют разнообразные системы: балочные, арочные, висячие, комбинированные.

4. Листовые конструкции. Листовые конструкции применяются в резервуарах, газгольдерах, бункерах, баках, метантенках, трубопроводах большого диаметра.

5. Башни, мачты. Применяются для радио, телевидения и сотовой связи, в геодезической службе, в опорах линий электропередач, в нефтяных вышках, дымовых и вентиляционных трубах.

6. Каркасы многоэтажных зданий. Применяются в промышленных и гражданских зданиях.

7. Прочие конструкции. К ним относятся каркасы радиотелескопов, трамплинов, платформ по разводке нефти, газа в море, каркасы надшахтных копров, конструкции атомной энергетики и др.

Основные особенности металлических конструкций и предъявляемые к ним требования

Металлические конструкции характеризуются большим разнообразием систем и конструктивных форм. Однако они объединены двумя основными факторами:

1) Исходным материалом для всех конструкций является прокатный металл, выпускаемый по единому сортаменту;

2) Все конструкции имеют единый технологический процесс изготовления, в основе которого лежит холодная обработка металла, и имеют единый вид соединения деталей в конструктивные элементы (на сварке и на болтах).

Металлические конструкции обладают следующими достоинствами:

1. Надежность. Надежность обеспечивается совпадением действительной работы конструкций в упругой стадии с расчетными предпосылками. Материал металлических конструкций однороден и изотропен.

2. Легкость. Металлические конструкции легче каменных, деревянных и железобетонных. Легкость конструкций с определяется отношением плотности материала ρ к его расчетному сопротивлению R

$$c = \rho / R .$$

Чем меньше c , тем относительно легче конструкция.

Например, для малоуглеродистой стали $c = 3,7 \cdot 10^{-4}$ (1/м), для бетона С 25/30 $c = 1,85 \cdot 10^{-3}$ (1/ м), для дерева $5,4 \cdot 10^{-4}$ (1/м). Таким образом, из рассмотренных конструкций металлические являются самыми легкими.

3. Индустриальность. Металлические конструкции изготавливаются на заводах ЗМК с высокой степенью заводской готовности. Монтаж конструкций производится индустриальными методами с применением высокопроизводительной техники.

4. Непроницаемость. Непроницаемость обеспечивается высокой плотностью металлов. Непроницаемость является необходимым условием для применения металлических конструкций в резервуарах, газгольдерах, трубопроводах и т.п.

5. Ремонтнопригодность и сохраняемость металлического фонда (эксплуатация, разборка и переплавка)

Металлические конструкции имеют недостатки:

1. Коррозия. Повышение коррозионной стойкости металлических конструкций достигается включением в сталь специальных легирующих элементов, покрытием конструкций защитными пленками (лаками, красками, эмалями и т.п.), выбором рациональной конструктивной формы элементов (без щелей, пазух). Коррозионная стойкость алюминиевых сплавов и чугуна значительно выше коррозионной стойкости стали.

2. Небольшая огнестойкость. У сталей при температуре $t \geq 200^\circ\text{C}$ уменьшается модуль упругости E уменьшается и при $t \geq 500^\circ\text{C}$ модуль упругости равен $E=0$ (закон Гука $\sigma = \epsilon E$), наступает температурная пластичность. Требуемая огнестойкость конструкции достигается легированием стали, их защитой огнестойкими облицовками

(вспучивающимися покрытиями, матами из минеральной ваты, гипсокартонными плитами, строительным раствором, бетоном, керамикой и т.п.).

При проектировании металлических конструкций необходимо учитывать следующие требования технического прогресса:

1. Условия эксплуатации.
2. Экономии металла.
3. Транспортабельность.
4. Технологичность в изготовлении.
5. Скоростной монтаж.
6. Долговечность (физический и моральный износ; физический износ связан с процессами коррозии, а также с повреждениями и дефектами, а моральный – с изменением условий эксплуатации).
7. Эстетичность (гармоничные формы).

Основные направления развития металлостроительства:

1. Снижение массы конструкций.
2. Технологичность в изготовлении.
3. Технологичность в монтаже.
4. Снижение стоимости эксплуатации конструкций.

Развитие этих направлений может осуществляться через принцип типизации и унификации конструкций (типовые серии, типовые здания). В конечном итоге это приводит к повышению качества проектирования, изготовления и монтажа конструкций, а также к снижению стоимости их возведения и эксплуатации.

Раздел II. МАТЕРИАЛЫ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ. РАБОТА МАТЕРИАЛА.

Тема 2.1. Строительные стали и алюминиевые сплав

Сталь – это сплав железа с углеродом (углерода до 2%) и легирующими компонентами (которые вводятся для улучшения свойства стали) и вредными примесями (которые попадают из руды или образуются в процессе выплавки).

Качество стали определяется ее механическими характеристиками (прочность, упругость, пластичность, хрупкость) и свариваемостью, которая зависит от химического состава и технологии производства стали.

Прочность стали характеризуется сопротивлением материала внешним воздействиям без разрушения, к которым относятся:

– предел текучести σ_y и предел прочности σ_u (в EN соответственно f_y и f_u);

- упругость – пределом пропорциональности σ_p ;
- пластичность – относительной деформацией ε ;
- хрупкость – показателем ударной вязкости КС при различных температурах.

По химическому составу стали подразделяются на углеродистые и легированные.

Для углеродистых сталей, прочность определяется содержанием углерода (легирующие элементы специально не вводятся). Стали по содержанию углерода подразделяются на:

- малоуглеродистые , содержание углерода до 0,25% ;
- среднеуглеродистые, содержание углерода 0,25 – 0,6%
- высокоуглеродистые, содержание углерода 0,6-2%.

Для строительных металлических конструкций применяют малоуглеродистые стали, поскольку они обладают высокой прочностью, пластичностью, хорошо сваривается.

В легированных сталях содержание углерода до 0,18%, прочность стали повышают добавлением легирующих элементов, таких как марганец (Г), кремний (С), медь (Д), алюминий (Ю), никель (Н), хром (Х), ванадий (Ф), молибден (М), титан (Т) и др.

В зависимости от содержания легирующих компонентов, которые вводятся для улучшения свойств стали, стали делятся на:

- низколегированные, суммарное содержание легирующих элементов до 2,5%;
- среднелегированные, легирующих элементов 2,5 – 10%;
- высоколегированные, легирующих элементов более 10%;

За счет введения легирующих компонентов прочность стали значительно повышается (в 1,5-2 и более раза), но сталь становится менее пластичной, хуже сваривается. Влияние химических элементов на свойства стали указано в таблице 2.1.

Таблица 2.1

Влияние химических элементов на свойства стали

Наименование хим. Элемента	Символ	σ_y	$\sigma_{0.2}$	ε	кС	Свариваемость	Коррозионная стойкость
Углерод		«+»	+	«-»	-	«-»	
Кремний	С	+	+	-	«-»	-	-

Марганец	Г	+	+	-	+		
Медь	Д	+				-	«+»
Хром	Х	+	+		+	-	+
Никель	Н						
Фосфор	П	+	+	«-»	«-»	-	«+»
Сера		-	-		«-»		
Алюминий	Ю				+		

Примечания: Знак “+” обозначает увеличение (улучшение); “ «+» ” - означает значительное увеличение; “-” уменьшение (ухудшение); “ «-» ” - означает значительное уменьшение.

При выплавке стали из руды остаются вредные примеси такие как сера S и фосфор P, из воздуха в расплавленный металл попадают водород, кислород и азот, все эти примеси ухудшают качество стали. Сера уменьшает прочностные характеристики и главное делает ее красноломкой (хрупкой и склонной к образованию трещин при температуре 800 – 1000°C), что влечет за собой появление сварочных трещин. Фосфор резко уменьшает пластичность и ударную вязкость стали, делает ее хладноломкой (хрупкой при отрицательных температурах). Водород, кислород и азот ухудшают структуру стали и способствуют увеличению ее хрупкости.

Для строительных металлических конструкций применяют в основном низколегированные стали (и среднелегированные с содержанием легирующих компонентов до 5%), которые относительно хорошо свариваются. Среднелегированные и высоколегированные стали (конструкционные и инструментальные), как правило, используются в других отраслях промышленности.

2.1.1. Малоуглеродистые стали поставляются по ГОСТ 380-2005. Стали с одинаковым химическим составом и механическими свойствами составляют одну марку. По этому ГОСТ стали маркируют Ст0, Ст1, Ст2, Ст3, Ст4, Ст5 и Ст6. Для строительных конструкций применяют Ст3, а именно Ст3кп, Ст3пс, Ст3сп и Ст3Гпс. Цифры 1,2...6 обозначают условный порядковый номер стали, чем больше цифра, тем большее содержание в ней углерода. Для стали Ст3 содержание углерода 0,14 - 0,22%, предел текучести $\sigma_y = 235 - 255$ МПа и предел прочности $\sigma_u = 360 - 380$ МПа, чем толще прокат, тем прочностные свойства стали ниже, эта сталь хорошо

сваривается. Степень раскисления стали обозначается индексами «СП» (спокойная), «пс» (полуспокойная) и «кп» (кипящая). При разливе стали в изложницы она кипит, бурно выделяются, имеющиеся в ней газы способствуют образованию газовых пузырей (дефектов кристаллической решетки) и расслоению металла при прокатке. Для того чтобы сталь застывала спокойно в расплавленный металл в ковше добавляют раскислители, обычно это кремний (С), для СТЗсп, содержание кремния 0,15 – 0,3%, для СТЗпс, содержание кремния 0,05 – 0,15%, для СТЗкп, содержание кремния не более 0,05 %. Спокойная сталь имеет лучшую, упорядоченную, мелкозернистую структуру и однородное строение, более высокие прочностные свойства. Эти показатели в полуспокойной и кипящей сталях соответственно ниже, поэтому для ответственных конструкций с большими усилиями, а также при знакопеременных и вибрационных воздействиях и низких отрицательных температурах эксплуатации применяют спокойные стали, в менее ответственных – полуспокойные и кипящие стали. Кроме кремния хорошими раскислителями являются марганец, алюминий и титан. Сталь СтЗГпс имеет содержание кремния не более 0,15 %, дополнительно раскислена марганцем (0,8 -1,1%), относится к спокойной стали.

При проектировании стальных конструкций применяют строительные конструкционные стали по ГОСТ 27772, созданному в 2015 году. Этому документу был присвоен статус Межгосударственного стандарта. В соответствии с этим стандартом строительные стали обозначаются: С235, С245, С255, С345, С355, С375и др., где С - строительная сталь, а цифра – предел текучести в МПа наиболее тонкого листа проката. По способу раскисления сталь С235 относится к кипящей (КП), С245 – к полуспокойной (ПС) и С255 – к спокойной (СП) сталям. Стали С345, С355, С375и др (относятся к низколегированным) – по способу раскисления являются спокойными.

Механические характеристики сталей определяются: предел текучести и предел прочности на образцах по результатам испытаний на растяжение, ударная вязкость – испытаниями на удар образцов типа КСU и КСV. Чтобы исключить хрупкое разрушение при самой низкой температуре эксплуатации минимальное значение ударной вязкости для таких образцов при положительной «+20°С, 0°С» и отрицательной «-20°С, -40°С» температуре должны быть не менее 29 Дж/см² для образцов типа КСU и не менее 27 Дж/см² для образцов типа КСV. Выбор стали для конструкции принимается в зависимости от условий эксплуатации здания или сооружения.

2.1.2. Низколегированные стали. Низколегированные стали относятся к сталям повышенной прочности. Содержание углерода не более 0,18%, а повышение прочности достигается введением легирующих элементов. Обозначение марок построено по следующему принципу: первые цифры обозначают среднее количество углерода в сотых долях процента, буквы показывают наличие легирующих компонентов, цифры за буквами указывают количество легирующих компонентов в целых процентах (цифра 1 обычно не проставляется); если легирующего компонента меньше 0,3%, то он в обозначение марки не вводится. Например, 15ХСНД (ГОСТ 19282) обозначает сталь со средним содержанием углерода 0,15%, легированную хромом, кремнием, никелем и медью в количествах более 0,3% и менее 1% каждого; 09Г2С (ГОСТ 19282) сталь со средним содержанием углерода 0,09%, легированную марганцем до 2% и кремнием в количестве более 0,3% и менее 1% (содержание количества всех компонентов и вредных примесей приводится в ГОСТах и в таблице 2.1).

В соответствии с ГОСТ 27772 к низколегированным сталям относятся стали С345, С375, С390 и др. Например, С345, сталь с пределом текучести 345 МПа.

2.1.3 Европейский Стандарт сталей по Еврокоду. Европейский стандарт к конструкционным сталям EN 10025 подготовлен Техническим комитетом ECISS/TC 10 (Европейский комитет по стандартизации железа и чугуна) “Конструкционные стали – Марки и качество”, одобрен CEN (Европейским комитетом по стандартизации) 1 апреля 2004 г. Европейскому стандарту присвоен статус Национального стандарта без каких-либо изменений для стран ЕС. Вступающие с ним в противоречие национальные стандарты стран CEN должны были быть убраны из обращения.

В данном документе определены восемь марок стали S185, S235, S275, S355, S450, E295, E335, E360. Они различаются по своим механическим свойствам. Символ S принят для конструкционной стали, символ E - для инженерной стали. Цифра обозначает – номинальное значение предела текучести f_y в МПа. Для проверки соответствия конструкции EN 1993 1-1 и достаточности пластичности к стали установлены следующие требования.

Для упругого расчета:

$f_u / f_y \geq 1,10$; удлинение разрыва не менее 15% (при длине образца $5,65\sqrt{A_0}$, где A_0 – площадь поперечного сечения); $\varepsilon_u \geq 15 \varepsilon_y$ (ε_u – деформация предела прочности, а ε_y – деформация предела текучести).

Для пластического расчета:

$f_u / f_y \geq 1,15$; удлинение разрыва не менее 15% (при длине образца $5,65\sqrt{A_0}$); $\varepsilon_u \geq 20 \varepsilon_y$.

Модуль упругости при расчете принят равным $E = 210000 \text{ Н/мм}^2$, что на 2% отличается от наших норм.

По качеству стали различаются в зависимости от заданных требований к работе удара (ударной вязкости). Марки стали S235 и S275 могут поставляться с качеством JR, J0 и J2. Марка S355 может поставляться с качеством JR, J0, J2 и K2. Марка S450 поставляется с качеством J0. Для всех сталей гарантируется значение ударной вязкости на образцах типа KCV, значение которого должно быть не менее 27 Дж/см^2 , для JR - при $t = +20^\circ \text{ C}$; J0 - при $t = 0^\circ \text{ C}$; J2 - при $t = -20^\circ \text{ C}$ и K2 - при $t = -40^\circ \text{ C}$.

Способы раскисления стали обозначаются следующим образом: FN - неуспокоенная (кипящая) сталь, которая не допускается; FF - полностью раскисленная сталь, содержащая азотосвязывающие элементы в количестве, достаточном для связывания присутствующего азота (например, 0,020 % общего алюминия минимум). Обычно в качестве руководства принимается минимальное соотношение алюминия к азоту 2:1, если не присутствуют другие азотосвязывающие элементы. Раскисление стали осуществляется добавками Al, Si, Mn, Ti.

Стали могут поставляться в катаном состоянии (+AR), это состояние поставки без проведения какой-либо специальной прокатки и/или термообработки. Нормализующая прокатка (+N), это такой процесс прокатки, при котором конечная деформация производится в определенном температурном диапазоне и в результате которого состояние материала эквивалентно состоянию, достигаемому после нормализации, с тем, чтобы заданные значения механических свойств сохранялись даже после нормализации. Термомеханическая прокатка (M), процесс прокатки, при котором конечная деформация производится в определенном температурном диапазоне и в результате которого материал приобретает такие свойства, которые не могут быть достигнуты или повторены только с помощью термообработки. Можно относить процессы, в которых используется охлаждение с повышенной скоростью, в том числе самоотпуск, но исключая прямую закалку и закалку и отпуск. Температурный режим очень важен, поскольку последующий нагрев свыше 580° C может снизить значение прочности. (В некоторых публикациях также используется аббревиатура TMCP (термомеханический контролируемый процесс)).

Ниже приведен пример маркировки стали по стандарту EN:

Сталь EN 10025-2 – S355J0C+N (или +AR)

Обозначение включает:

-номер данного документа (EN 10025-2);

-название стали, символ S (для конструкционной стали);

-минимальное значение заданного предела текучести в МПа (1 МПа = 1 Н/мм²) для толщин ≤ 16 мм;

- обозначение качества стали относительно заданных значений работы удара (JR, J0, J2 и K2);

- символ С пригодность к отбортовке в холодном состоянии;

- указание «+N или +AR», если продукция заказывается и поставляется в состоянии нормализующей прокатки или в катаном состоянии.

Для данного примера указанная марка стали будет читаться: конструкционная сталь (S), заданный минимальный предел текучести 355 МПа при температуре окружающей среды равной 0°С, минимальная величина работы удара 27 Дж при t= 0°С (J0), пригодность к отбортовке в холодном состоянии (C), состояние поставки после нормализующей прокатки (+N) (или в катаном состоянии (+AR)).

В таблице 2.2 приведена выборка химического состава и значение ударной вязкости стали из стандарта EN 10025-2 и ГОСТ 27772.

Таблица 2. 2. Химический состав стали и значение ударной вязкости.

Обозначение	Способ раскисления	C в % max для номинальной толщины продукции в мм			Si % max	Mn % max	P % max	S % max	Ni % max	Cr % max	Cu % max	Работа удара (ударная вязкость)	
		≤ 16	> 16 ≤ 40	40									
По EN 10025-2 (FN – неустойчивая (кипящая) сталь не допускается); (FF—полностью раскисленная сталь)											KCV	t° C	
											дж/см ²		
S235JR	FN	0,17	0,17	0,20	-	1,4	0,035	0,035	0,12	-	0,55	27	+20
S235J0	FN	0,17	0,17	0,17	-	1,4	0,030	0,030	0,12	-	0,55	27	0
S235J2	FF	0,17	0,17	0,17	-	1,4	0,025	0,025	-	-	0,55	27	-20
S355JR	FN	0,24	0,24	0,24	0,55	1,6	0,035	0,035	0,12	-	0,55	27	+20
S355J0	FN	0,20j	0,20k	0,22	0,55	1,6	0,030	0,030	0,12	-	0,55	27	0
S355J2	FF	0,20j	0,20k	0,22	0,55	1,6	0,025	0,025	-	-	0,55	27	-20
S355K2	FF	0,20j	0,20k	0,22	0,55	1,6	0,025	0,025	-	-	0,55	40	-40
По ГОСТ 27772-2015 (кп - кипящая сталь, допускается для 3 и 4 групп конструкций);											KCV	t° C	
											KCU		
											дж/см ²		
C235	кп	0,22	0,22	0,22	0,05	0,6	0,04	0,04	0,3	0,3	0,3	-	-
C245	пс	0,22	0,22	0,22	0,06-0,15	1,0	0,04	0,025	0,3	0,3	0,3	34	-20
C255	сп	0,17	0,17	0,17	0,15-0,3	1,0	0,035	0,025	0,3	0,3	0,3	29	0
												34	-20
C345	сп	0,15	0,15	0,15	0,8	1,3-1,7	0,03	0,025	0,3	0,3	0,3	34	-20 -40
												29	-40
C355	сп	0,14	0,14	0,14	0,15-0,8	1-1,8	0,025	0,025	0,3	0,3	0,3	34	-20 -40

Анализ химического состава стали показывает, что по ГОСТ содержание С должно быть не более 0,22%, вредных примесей - $S \leq 0,05\%$, $P \leq 0,04\%$, повышенное содержание Ni и Cr. Повышенное содержание S способствует явлению красноломкости в стали, P повышает хрупкость при понижении температуры, ухудшается свариваемость стали. Несвязанный азот способствует старению стали. Улучшение свойств сталей достигается термической обработкой - нормализацией.

По EN для стали S235 содержание С должно быть не более 0,17%, сталь более чистая по содержанию примесей - $S \leq (0,035-0,025\%)$, $P \leq (0,035-0,025\%)$ и N, качество стали выше и достигается повышением чистоты сталей по химическому составу, по содержанию ликваций и неметаллических включений, проведению нормализующей и термомеханической прокатки.

2.1.4. Структура стали

Структура малоуглеродистой стали, определяющая её механические свойства, зависит от температуры охлаждения (рис. 2.1). Температура плавления чистого железа 1535°C. При охлаждении (ниже 1535°C) в процессе кристаллизации образуется так называемое δ-железо, имеющее кристаллическую решётку объёмно центрированного куба (ОЦК-решётку) (рис. 2.2, а).

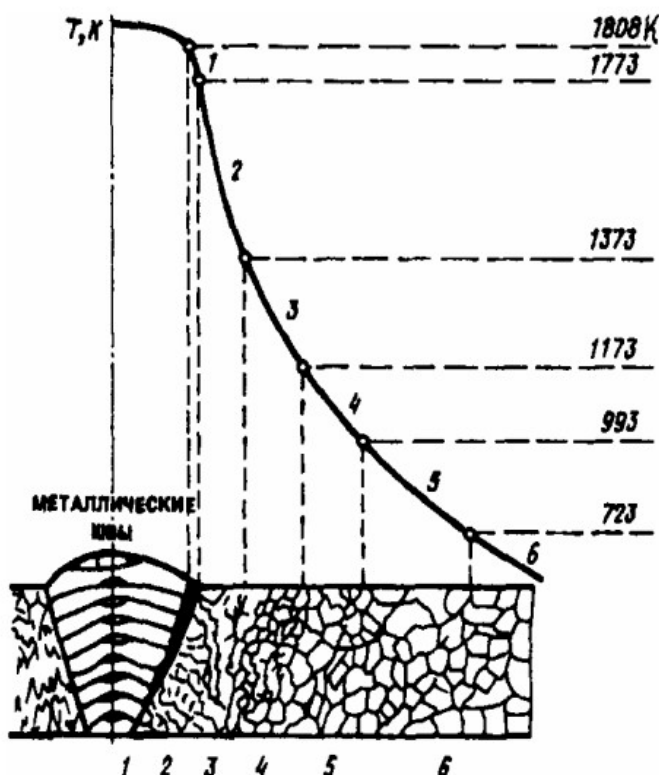


Рис 2.1 Зоны термического влияния сварного шва малоуглеродистой стали

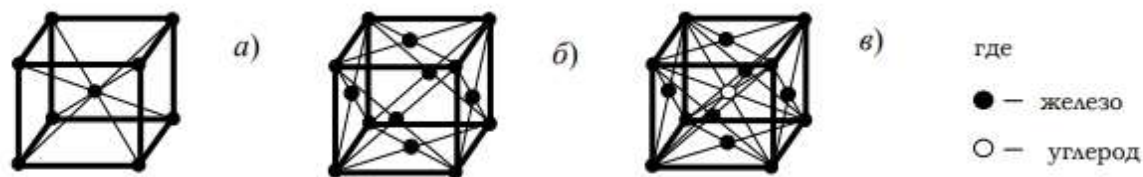


Рис 2.2 Структурное превращение железа

При температуре 1400°C железо находится в твердом состоянии и в процессе охлаждения происходит изменение структуры и образование из δ -железа – структуры γ -железо, обладающей гранецентрированной решеткой (ГЦК– решеткой) рис. 2.2, б. При остывании вплоть до температуры, примерно, 910°C образуется твердый раствор углерода в γ -железе, называемый аустенитом, в котором атомы углерода располагаются в центре ГЦК- решетки (рис. 2.2, в).

При температуре ниже 910°C начинается распад аустенита. Образующееся α -железо с ОЦК-решеткой, называется ферритом; α -железо в отличие от γ -железа плохо растворяет углерод, и поэтому его в феррите содержится незначительное количество. Свободный углерод входит в химическое соединение с железом, образуя карбид железа Fe_3C , называемого цементитом. По мере выделения феррита из аустенита, последний все более обогащается углеродом и при температуре 723°C превращается в перлит, то есть смесь, состоящую из пластинок феррита и цементита (карбида железа Fe_3C). Таким образом, при нормальной температуре сталь состоит из двух основных фаз – феррита и цементита, которые образуют самостоятельные зерна, а также входят в виде пластинок в состав перлита (светлые зерна – феррит, темные – перлит).

Феррит весьма пластичен и малочреен, цементит тверд, обладает высокой прочностью и хрупок, перлит обладает промежуточными свойствами между ними. В зависимости от содержания углерода преобладает та или иная структурная составляющая. Величина зерна оказывает значительное влияние на механические свойства стали. Чем меньше зерна, тем выше качество стали.

Структура низколегированной стали аналогична малоуглеродистой стали. Углерода в низколегированных сталях обычно не более $0,18\%$. Введение легирующих добавок упрочняет ферритовую основу и прослойки между зернами, сталь становится более прочная, но менее пластичная.

2.1.5. Термическая обработка стали

Значительное повышение прочности, деформативности и других свойств стали помимо легирования достигают термической обработкой благодаря тому, что под влиянием температуры, а также режима нагрева и охлаждения изменяется структура, величина зерна и растворимость легирующих элементов стали. Для улучшения свойств стали используются следующие виды термической обработки:

Нормализация – нагрев стали до температуры образования аустенита ($> 910^{\circ}\text{C}$) и охлаждение на воздухе (при температуре $\approx 20^{\circ}$). Нормализация способствует упорядочению структуры стали, снимает внутренние дефекты, уменьшает количество дефектов кристаллической решетки. В результате нормализации повышается прочность, пластичность и ударная вязкость.

Закалка – нагрев до температуры образования аустенита (весь перлит и феррит превращаются в аустенит) и последующее быстрое охлаждение. В результате быстрого охлаждения ГЦК-решетка превращается в тетрагональную решетку, при этом перемещения углерода для образования феррита и перлита произойти не успевают. В итоге закалки образуется структурная модификация, называемая мартенситом. Закалка увеличивает прочность стали, но снижает пластичность, что повышает склонность стали к хрупкому разрушению.

Отпуск. Эта термическая операция осуществляется после закалки. Металл нагревается до температуры $600^{\circ} - 680^{\circ}$ и затем медленно охлаждается. В результате отпуска уменьшается внутреннее напряжение, образуется мелкозернистая ферритная структура. Сталь после отпуска обладает оптимальным сочетанием прочностных и пластических свойств.

Малоуглеродистые и низколегированные стали подвергаются термическому упрочнению.

2.1.6. Старение.

При благоприятных обстоятельствах углерод, азот и карбиды других элементов выделяются и располагаются между зёрнами феррита и различных дефектов кристаллической решетки. Это приводит к повышению предела текучести, предела прочности, уменьшению пластичности и сопротивлению хрупкому разрушению. Эта перестройка структуры и изменение свойств стали происходит в течении длительного времени, поэтому такое явление называется старением (естественным старением).

Старению способствуют: а) механические воздействия и особенно развитие пластических деформаций (механическое старение); б) температурные колебания, приводящие к изменению растворимости, диффузии компонентов и их выделению (термическое старение), нагрев до

150-200°C может резко увеличить процесс старения. При пластическом деформировании и последующем нагреве интенсивность старения резко повышается (искусственное старение).

Поскольку старение понижает сопротивление динамическим воздействиям и хрупкому разрушению, оно рассматривается как явление отрицательное. Наиболее подвержены старению загрязненные и насыщенные газами стали, например кипящие стали.

2.1.7. Алюминиевые сплавы.

Алюминий по своим свойствам существенно отличается от стали. Его удельный вес $2,64 - 2,8 \text{ м}^3$, т. е. он почти в 3 раза легче стали. Он менее жесток, модуль упругости $E = 7,1 \times 10^3$, что также в 3 раза меньше. Алюминий очень пластичен, малопрочен, предел прочности составляет $7,5 - 9 \text{ кН/см}^2$, предел текучести $3 - 4 \text{ кН/см}^2$, поэтому в чистом виде для строительных конструкций он не применяется.

Упрочняют алюминий легированием, нагартовкой (вытяжкой), термической обработкой (Т) и естественным или искусственным старением. Поэтому алюминиевые сплавы имеют большое количество марок (таблица 2.3).

1. Сплавы алюминия с магнием (например, марки АМг5В, АМг5), хорошо свариваются и весьма коррозиестойчивы. Предел прочности около $30-32 \text{ кН/см}^2$, предел текучести около 16 кН/см^2 .

2. Сплавы алюминия с медью, магнием и небольшим количеством марганца (марки Д 16-Т, Д1-Т и др.), называются дуралюмины. Они достаточно прочные, плохо свариваются и склонны к образованию трещин при высоких температурах, поэтому применяют для клепаных конструкций. Предел прочности около $40-52 \text{ кН/см}^2$, предел текучести около $28-38 \text{ кН/см}^2$.

3. Сплавы алюминия с кремнием и магнием, называют авиалем (марки АВ-1Т и др.) Хорошо сваривается, очень стоек против коррозии. Предел прочности около $28-33 \text{ кН/см}^2$, предел текучести около $23-28 \text{ кН/см}^2$.

4. Высокопрочные сплавы (марки В95Т1 и др.) Основные компоненты: цинк, медь, марганец. Предел прочности около $50-55 \text{ кН/см}^2$, предел текучести около $40-45 \text{ кН/см}^2$.

5. Для сварных конструкций применяют магниевые сплавы, для клепаных – дуралюмин и авиаль, высокопрочные сплавы – в исключительных случаях.

Таблица 2.3. Сплавы алюминия, применяемые в строительстве.

Основные хим. элементы сплава	Обозначение сплава и вид обработки	Расчетное сопротивление при растяжении, МПа
Al - Mg - Si (авиаль)	АД1М	25
Al - Mn	АМцМ	40
Al - Mg (магналий)	АМг2М	70
	АМг2Н2	125
Al - Mg - Si	АД31Т	55
	АД31Т1	120
	АД31Т4	55
	АД31Т5	100
Al - Zn - Mg - Cu	1915	175
	1915Т	195
	1925	175
	1935Т	140

Алюминиевые сплавы поставляются большей частью механически или термически обработанными. Механическая обработка заключается в предварительной вытяжке металла до появления пластических деформаций. Такая обработка называется нагартовкой или полунагартовкой - в зависимости от степени пластического удлинения - и обозначается соответственно буквой "Н" и "Н2". Нагартовка увеличивает прочность сплава и уменьшает его пластичность. Полунагартовка оказывает аналогичное влияние, но в меньшей степени. Нагартовка и полунагартовка применяются преимущественно для термически неупрочняемых сплавов.

Термическая обработка алюминия применяется в виде отжига и закалки с последующим старением для улучшения механических свойств сплавов. Отжиг заключается в нагреве сплава до температуры 250...300° С с последующим медленным охлаждением. В результате отжига происходит снижение внутренних напряжений, измельчение зерен, улучшается механическая обрабатываемость. Сплавы, подвергшиеся отжигу, называются отожженными или мягкими, и после их обозначения ставится буква "М".

Сплавы, закаленные и состаренные в естественных условиях (при комнатной температуре), обозначаются буквой "Т". Те же сплавы, но при искусственном убыстрении процесса старения (выдержке закаленного сплава при температуре 150...200° С в течение нескольких часов) имеют в конце обозначения "Т1". Сплавы алюминия, полузакаленные естественно и искусственно состаренные обозначаются соответственно: "Т4" и "Т5". Сплавы алюминия с искусственным старением имеют более высокие

механические характеристики по сравнению с естественно состаренными, но при этом их разупрочнение при сварке происходит в значительно большей степени. То же самое можно сказать и в отношении нагартованных сплавов.

Все сплавы алюминия, используемые для строительных конструкций, поставляются с гарантиями как по химическому составу, так и по механическим свойствам. Физические характеристики сплавов алюминия приведены в таблице 2.3.

Сплавы алюминия имеют ряд существенных преимуществ по сравнению со сталью, среди которых следует назвать следующие: меньшая масса, стойкость против коррозии, изготовление профилей более рациональной формы в связи с возможностью использования для этого метода прессования сохранение механических свойств при отрицательных температурах, лучший внешний вид и отсутствие искробразований. К недостаткам сплавов алюминия следует отнести меньший модуль упругости, большой коэффициент линейного расширения, более сложную технологию сварки, разупрочнение некоторых сплавов при сварке, высокую стоимость.

В таблице 2.4 приведены физические характеристики стали и сплавов алюминия.

Таблица 2.4 Физические характеристики стали и сплавов алюминия

Наименование и обозначение физической характеристики	Значения	
	для стали	для сплавов алюминия
Модуль упругости (E), МПа	$2.06 \cdot 10^5$	$0.7 \cdot 10^5$
Модуль сдвига (G), МПа	$0.78 \cdot 10^5$	$0.265 \cdot 10^5$
Коэффициент поперечной деформации Пуассона	0.3	0.3
Коэффициент линейного расширения, 1/град	$0.12 \cdot 10^{-4}$	$0.23 \cdot 10^{-4}$
Плотность, кг/м ³	7850	2700
Температура плавления	1525	400...500

Тема 2.2. Работа стали под нагрузкой, выбор сталей

2.2.1. Работа сталей при однократном статическом растяжении и сжатии. Основу стали составляет феррит с включениями перлита. Зерна перлита значительно прочнее ферритовой основы. Эти две разные по прочности, упругим и пластическим показателям составляющие и определяют работу углеродистой стали под нагрузкой.

Сдвинуть одну часть монокристалла железа по другой значительно легче, чем разорвать их, поэтому пластические деформации в зернах железа протекают путем сдвига.

Образованию сдвигов в зернах феррита препятствуют более прочные зерна перлита.

Одноосное напряженное состояние иллюстрируется диаграммой "σ-ε", см. рис. 2.3.

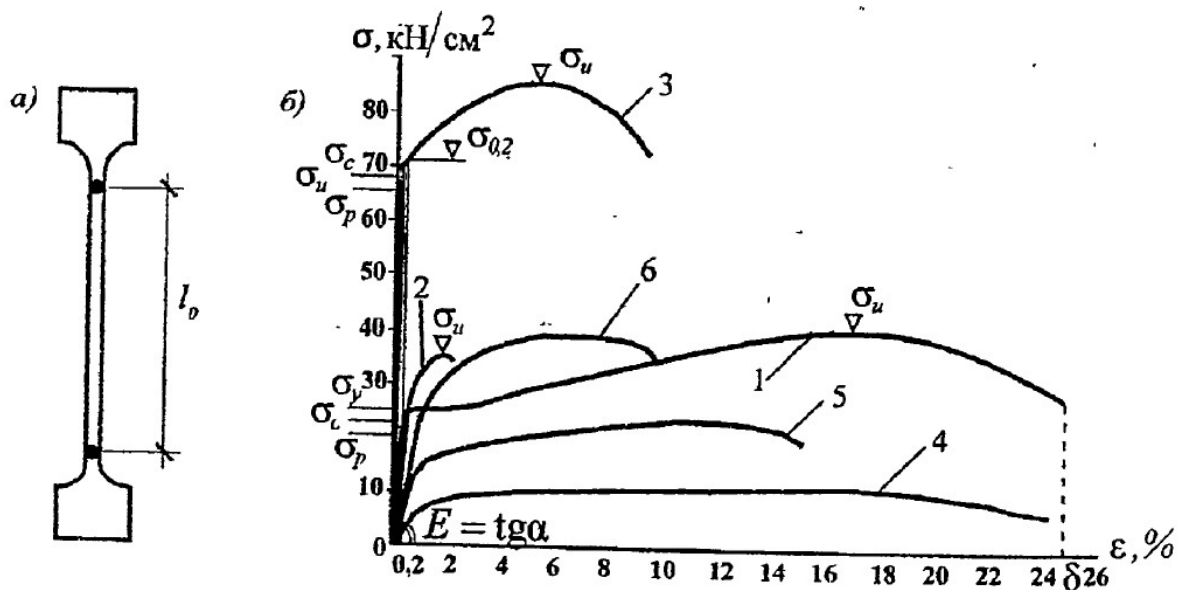


Рис. 2.3. Работа стандартного образца стали при растяжении: *а* – образец для испытаний; *б* – диаграммы растяжения: 1 – малоуглеродистой стали; 2 - чугуна; 3 – высокопрочной легированной стали 12ГН2МФАЮ; 4 – алюминия; 5 – алюминиевого сплава АМгг2; 6 - алюминиевого сплава 1915Т.

Для углеродистой стали (диаграмма 1) при растяжении образца на первой стадии до предела пропорциональности σ_p происходят упругие деформации (деформации пропорциональны напряжениям – упругая работа материала). При упругой работе металла $\nu=0.3$. На этой стадии работы металла зависимость "σ-ε" является линейной и соблюдается закон Гука:

$$\sigma = \varepsilon E.$$

где E - модуль упругости.

Упругая работа металла заканчивается (условно) при напряжениях равных пределу пропорциональности, чему соответствует $\varepsilon=0.1\%$. При напряжениях, превышающих предел пропорциональности, кроме упругих деформаций появляются пластические (необратимые) деформации.

На второй стадии напряжения возрастают от σ_p до предела текучести σ_y . Появляются сдвиги в зернах феррита. Пропорциональность между напряжениями и деформациями нарушается. Деформации начинают расти быстрее напряжений. При напряжениях, равных пределу текучести,

начинается интенсивное развитие пластических деформаций: деформации увеличиваются без увеличения нагрузки (металл, как бы течет). На диаграмме " σ - ϵ " этому этапу работы металла соответствует горизонтальный участок диаграммы " σ - ϵ " (для сталей с содержанием углерода в пределах 0.1-0.3%). Этот участок, называемый площадкой текучести, имеет протяженность от 1.5 до 3%. Развитие деформации происходит в результате упругих и необратимых сдвигов зерен феррит, что приводит к развитию значительных деформаций, которая у малоуглеродистой стали составляет примерно 1,5–2%. При снятии нагрузки упругая часть деформации стали возвращается, а неупругая остается, приводя к остаточным деформациям.

На третьей стадии напряжения возрастают от предела текучести σ_y до предела прочности σ_u . Развитие деформаций затрудняется более прочными и жесткими зернами перлита. Для образования совместного сдвига зерен феррита и перлита зерна феррита должны обтекать зерна перлита, что и приводит к повышению напряжений. Эту стадию называют стадией самоупрочнения. Материал в ней работает, как упругопластический.

Далее происходит снижение напряжений σ_u за счет образования шейки (местного уменьшения поперечного сечения образца в слабом месте). Сечение в шейке интенсивно уменьшается, что приводит в итоге к разрыву образца.

Как отмечалось протяженная площадка текучести существует при содержании углерода 0,1–0,3%. При меньшем содержании углерода зерен перлита недостаточно для сдерживания сдвигов по зернам феррита (см. рис. 2.3). При большем содержании углерода зерен перлита много или легирующих элементов, что они полностью блокируют зерна феррита и не дают возможности развиваться по ним сдвигам, отсутствует площадка текучести (диаграмма 3, для высокоуглеродистых и легированных сталей). С целью ограничения деформаций у сталей при отсутствии площадки текучести введен условный предел текучести, который устанавливается по относительному удлинению $\epsilon=0,2\%$.

Поскольку, наибольшее развитие пластических деформаций происходит при напряжениях, равных пределу текучести, то принято считать, что при одноосном напряженном состоянии переход металла в пластическую стадию осуществляется при $\sigma = \sigma_y$.

На рис. 2.3. приведены диаграммы растяжения для чугуна и алюминиевых сплавов.

2.2.2. Сложное напряженное состояние

Сложное напряженное состояние характеризуется наличием двух или трех главных нормальных напряжений σ_1 , σ_2 и σ_3 , действующих одновременно (рис. 2.4).

Работа стали при двухосном напряженном состоянии иллюстрируется диаграммами " σ - ϵ " на рис. 2.5. Если при одноосном напряженном состоянии пластические деформации развиваются при напряжениях, равных пределу текучести, то при сложном напряженном состоянии переход в пластическое состояние зависит от знака и соотношения действующих напряжений. При однозначном поле напряжений, когда все напряжения либо растягивающие, либо сжимающие, напряжения σ_2 и σ_3 сдерживают развитие деформаций в направлении напряжений σ_1 . В этом случае развитие пластических деформаций запаздывает, предел текучести повышается, а протяженность площадки текучести уменьшается, возникает опасность хрупкого разрушения.

При разнозначных напряжениях (сжатие в одном и растяжение в другом направлении) наблюдается обратная картина. Пластические деформации начинаются раньше, чем главные напряжения достигли предела текучести одноосного нагружения, сталь становится как бы более пластичной.

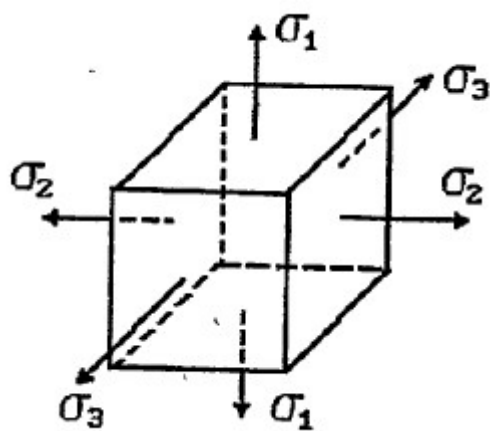


Рис. 2.4 Сложное напряженное состояние

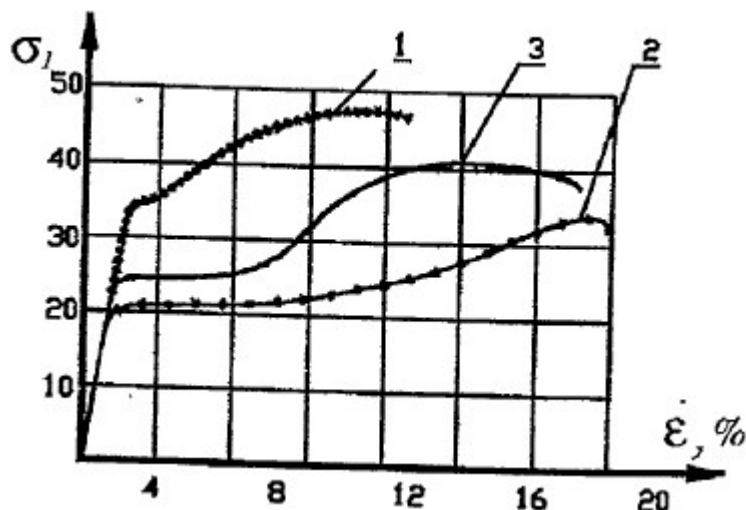


Рис. 2.5 Работа стали при плоском двухосном напряженном состоянии:
 1– при растяжении образца в двух направлениях (σ_1 и σ_2 –одинакового знака); 2– при растяжении в одном и сжатии в другом направлении (σ_1 и σ_2 – разного знака); 3 – одноосное напряженное состояние ($\sigma_1 \neq 0$ и $\sigma_2 = 0$).

На рис. 2.5, приведены диаграммы для образцов, нагруженных одновременно в двух направлениях (диаграммы 1 и 2). При однозначных напряжениях (диаграмма 1) зона упругой работы металла увеличивается, а зона упруго-пластической работы уменьшается. При разнозначных напряжениях (диаграмма 2) наоборот: упругая зона уменьшается, а упруго-пластическая зона увеличивается.

В соответствии с четвертой (энергетической) теорией прочности переход материала в пластическую стадию работы при сложном напряженном состоянии оценивается приведенными напряжениями, которые определяются по формуле 2.1. Под *приведенными напряжениями* понимают такие напряжения сложного напряженного состояния, которые по переходу материала в пластическую стадию соответствуют одноосному напряженному состоянию.

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - (\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1)} = \sigma_y \quad (2.1)$$

где σ_{ef} - приведенное напряжение; $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ - главные напряжения.

Заменяя главные напряжения нормальными и касательными, запишем условие перехода стали в пластическую стадию при сложном напряженном состоянии (формула 3.2):

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - (\sigma_x\sigma_y + \sigma_y\sigma_z + \sigma_z\sigma_x) + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)} = \sigma_y \quad (2.2)$$

Если $\sigma_{ef} < \sigma_y$ – упругая работа стали, а если $\sigma_{ef} \geq \sigma_y$ – пластическая работа стали.

При плоском напряженном состоянии $\sigma_z = \tau_{xz} = \tau_{zx} = 0$, приведенные напряжения будут равны:

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2}.$$

При простом изгибе :

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2}.$$

При простом сдвиге условие пластичности:

$$\sigma_{ef} = \sqrt{3\tau_{xy}^2} = \sigma_y, \text{ или } \tau_{xy} = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} = 0,58\sigma_y.$$

2.2.3 Работа металлов при концентрации напряжений

В местах искажения сечения (у отверстий, выточек, надрезов, трещин и т.д.) происходит искажение линий главных напряжений, в них возникает концентрация напряжений - неравномерное распределение напряжений по сечению (см.рис. 2.6, сечение Б, А). Факторы, вызывающие искривление силового потока (отверстия, выточки, надрезы, трещины и др.), называются концентраторами напряжений.

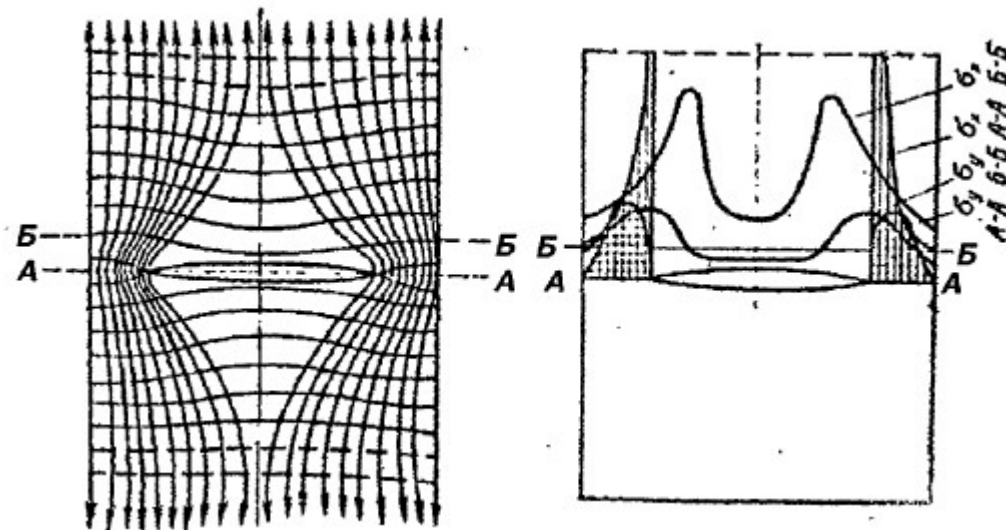


Рис. 2.6 Концентрация напряжений

Отношение наибольшего напряжения в месте концентрации напряжений к номинальному равномерно распределенному напряжению в месте ослабления называется коэффициентом концентрации.

$K = \sigma_{max} / \sigma_n$, где σ_{max} - максимальные напряжения в месте концентрации; $\sigma_{max} = N / A_0$ - номинальное напряжению в ослабленном сечении.

Коэффициент концентрации зависит от радиуса кривизны r (остроты) надреза. Чем меньше радиус надреза, тем выше коэффициент концентрации.

Так, у круглых надрезов $K = 1,5 \dots 3$, у острых может достигать $6 \dots 9$. Для трещины $r \rightarrow \infty$, коэффициент концентрации стремится к бесконечности.

Чем резче меняется сечение, тем больше будет коэффициент концентрации. При концентрации напряжений можно выделить два участка в эпюре напряжений: участок, где происходит резкое изменение напряжений (участок А на рис. 2.6) и участок, где напряжения меняются плавно (участок Б на рис. 2.6). В местах резкого изменения напряжений развитие пластических деформаций становится затруднительным (из-за задержки соседними менее напряженными участками). Поэтому разрыв образца на участке А происходит за счет нормальных напряжений, а на участке Б за счет касательных напряжений. Подтверждением этого является форма разрыва. На участках А происходит хрупкий разрыв, характерными признаками которого является отсутствие шейки и перпендикулярность поверхности разрыва к направлению усилия. Из-за задержки развития пластических деформаций разрушающие напряжения (средние) оказываются выше, чем для гладких образцов.

В связи с тем, что концентрация напряжения как бы увеличивает прочность материала, в расчетах конструкций она не учитывается. Но это при нормальных условиях эксплуатации (при положительной температуре и статическом нагружении). При пониженных температурах прочность образцов с концентраторами напряжений может оказаться ниже. В образцах с "наклепом" и с острым концентратором напряжений разрушающие напряжения получаются ниже σ_y уже при температуре равной -30°C . Особо неблагоприятное влияние концентраторы напряжений оказывают при сочетании низких температур и динамических воздействий, а также при резком снижении температуры, носящим характер температурного удара.

2.2.4 Работа металлов при повторяющихся нагрузках . Явление наклепа.

Повторное нагружение может осуществляться с перерывом и без перерыва (Рис. 2.7). Если напряжения не превышают предел текучести, повторное нагружение не сказывается на механических свойствах металла, поскольку упругие деформации обратимы. При работе материала в упругопластической стадии повторная нагрузка ведет к увеличению пластических деформаций (рис. 2.7, а)).

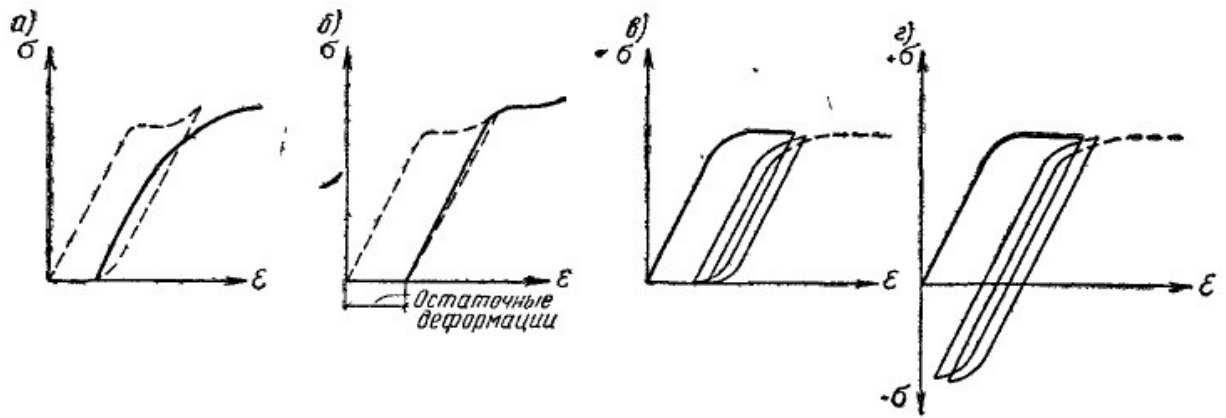


Рис. 2.7 Диаграммы деформирования стали при повторном нагружении: а) – при загрузении без перерыва ; б) – с перерывом (после отдыха); в) – многократное однозначное загрузение без перерыва; г) – многократное разнозначное загрузение.

Если образец загрузить до пластической стадии (предела текучести) и затем снять нагрузку, то он не вернется в исходное состояние с сохранением прежних размеров, появятся остаточные деформации $\epsilon_{\text{ост}}$ (рис. 2.7, б)). При некотором перерыве – отдыхе упругие свойства стали восстанавливаются и достигают пределов предыдущего цикла, повторяя прямую разгрузки (рис. 2.7, б)), но только до уровня предыдущего нагружения. То же самое будет повторяться и в том случае если будет пройдена вся площадка текучести. В этом случае при повторных нагружениях сталь не будет иметь площадки текучести. При повторном нагружении без перерыва диаграммы разгрузки и загрузки имеют петлеобразный характер (рис. 2.7, в), г)).

Это повышение упругих свойств стали за счет предшествующих пластических деформаций называется **наклепом**. Наклеп связан со старением и искажением атомной решетки кристаллов и закреплением ее в новом деформированном состоянии.

Наклеп вызывает повышение прочности, но снижается пластичность. В стальных конструкциях наклеп делает сталь более жесткой и склонной к хрупкому разрушению, что неблагоприятно сказывается на работе конструкций. Наклеп возникает при холодной гибке элементов, пробивке отверстий, резке листов ножницами и др.

Повышение прочности благодаря наклепу используется в алюминиевых сплавах и в арматуре железобетонных конструкций для увеличения ее жесткости и уменьшения трещинообразования батона.

2.2.5. Явление усталости металла.

При многократном (миллионы раз) повторном нагружении наблюдается явление, именуемое усталостью металла, выражающееся в понижении его

прочности. Усталость - это процесс постепенного накопления повреждений материала под действием непрерывно повторяющихся нагрузок, приводящих к разрушению при напряжениях даже меньше предела текучести. Время появления усталости металла зависит количества циклов нагружений и значений напряжений: чем больше напряжение, тем меньше требуется циклов нагрузки для разрушения образца. Способность металла сопротивляться усталостному разрушению называется *выносливостью*.

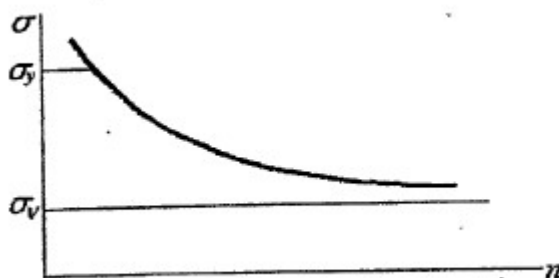


Рис.2.7 График зависимости разрушающих напряжений от количества циклов нагружения n .

У стали с увеличением числа нагружений прочность снижается, приближаясь к некоторой величине σ_v (рис.2.7), при которой (даже при любом большем увеличении числа нагрузок) разрушения не происходит. Эта величина напряжений σ_v , называется пределом *усталостной (вибрационной) прочности* (выносливости). Пределу усталостной прочности стали отвечает примерно 10 млн. циклов нагрузки. Однако уже при 2 млн. усталостная прочность мало отличается от ее предела, поэтому испытания на выносливость применительно к стальным конструкциям производят на базе 2×10^6 циклов нагрузки.

Предел выносливости зависит, также, от характеристики цикла ($\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$). На рис. 2.8 приведены некоторые характеристики циклов нагружения. Наиболее неблагоприятным является цикл с $\rho = -1$: так для стали С245 при $\rho = 0$ $\sigma_v = 240$ МПа, а при $\rho = -1$ $\sigma_v = 140$ МПа. Другим фактором, оказывающим влияние на предел выносливости, является прочность металла - с увеличением прочности предел выносливости также увеличивается. Наиболее существенное влияние на предел выносливости оказывают концентраторы напряжений. Так, для стали С245 - при концентраторе в виде начала сварного шва - предел выносливости равен лишь 40 МПа. При концентраторах напряжений - предел выносливости высокопрочных сталей мало отличается от предела выносливости малоуглеродистых сталей. Поэтому в конструкциях, воспринимающие переменные нагрузки, не всегда выгодно применять стали повышенной прочности без принятия специальных мер. На предел выносливости оказывает влияние также вид напряжения - при

преобладании сжатия он больше, чем при растяжении. Отрицательная температура несколько повышает предел выносливости малоуглеродистых и низколегированных сталей.

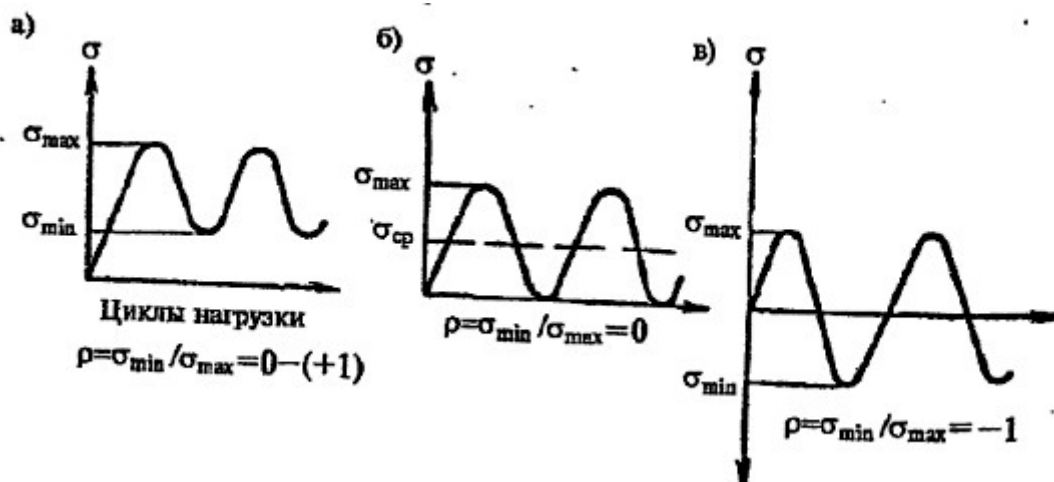


Рис. 2.8. Характеристики циклов нагружения:

а) – однозначный (несимметричный); б) – полный однозначный; в) – полный разнозначный (симметричный).

При многократных непрерывных нагружениях разрыв металлических элементов является хрупким. Поверхность разрушения имеет два ярко выраженных участка: гладкий (здесь образовались первые микротрещины и при повторных нагружениях поверхности отшлифовались) и зернистый (здесь произошел окончательный разрыв).

Повысить сопротивление усталостному разрушению конструкции можно рядом мероприятий:

- в конструкциях без концентраторов напряжений переходом от малоуглеродистых сталей к сталям легированным;
- в конструкциях со значительными концентраторами напряжений: сглаживанием силового потока, переходя к конструкциям с более мягкими концентраторами напряжений;
- снижением концентрации напряжений обработкой, например, зачисткой поверхности стыковых швов абразивным кругом или фрезой;
- созданием благоприятных внутренних напряжений, например нагревом у мест концентрации напряжений с целью создания напряжений сжатия в местах концентрации и другие мероприятия.

2.2.6. Ударная вязкость

Склонность стали к хрупкому разрушению и чувствительности к концентрации напряжений проверяется испытанием на ударную вязкость. Испытания производятся на образцах типа KCU либо на образцах типа KCV

– с острым подрезом. Размеры стандартного образца типа КСУ приведены на рис. 2.9. (образцы типа КСV имеют такие же размеры, только острый подрез 2 мм) .

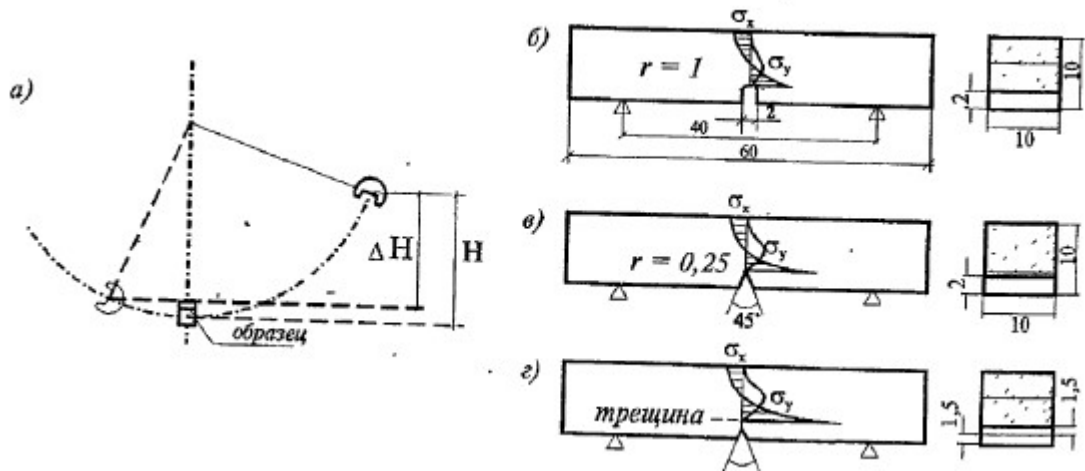


Рис. 2.9. Схема испытаний и типы образцов для испытаний на ударную вязкость: а) – схема испытаний на маятниковом копре; б) - образец КСУ с полукруглым надрезом (Менаже); в) - образец КСV с V-образным надрезом (Шарпи); г) – образец с трещиной (Дроздовского).

Ударная вязкость (КС в Дж/см²) определяется удельной работой (Дж), затрачиваемой на разрушение стандартного образца с надрезом (КСУ или КСV) при различных температурах на маятниковом копре. Надрез в образце является концентратором напряжений и вызывает их всплеск у корня надреза. Ударное действие на образец увеличивает возможность перехода металла образца в хрупкое состояние.

Значение ударной вязкости зависит от температуры и величины зерна. Чем ниже температура и крупнее величина зерна стали, тем значение КС ниже, и наоборот, для мелкозернистой структуры и положительной температуре – выше. Переход от вязкого разрушения стали к хрупкому происходит, как правило, скачкообразно в узком температурном диапазоне, называемом *порогом хладоломкости* (критическая температура перехода стали из пластического в хрупкое состояние). *Порог хладоломкости* – это температура, при которой происходит спад ударной вязкости или ударная вязкость у стандартного образца с надрезом типа U снижается ниже $КС < 29$ Дж / см² и надрезом типа V снижается ниже $КС < 34$ Дж / см², сталь переходит в хрупкое состояние. Ударная вязкость резко снижается у состаренного металла, например у кипящей стали. Для низколегированных сталей в диапазоне работы отрицательных температур значение ударной вязкости приближается к значениям малоуглеродистой стали.

В действующих нормах проектирования надежность стальных конструкций по отношению к хрупкому разрушению достигается, в основном, выбором марки стали с гарантированной ударной вязкостью при пониженной расчетной температуре, а также специальными конструктивными и технологическими мероприятиями. Браковочные значения ударной вязкости приведены в ГОСТ на сталь. В таблице 2.2 приведены браковочные значения ударной вязкости для различных марок сталей отечественных и европейских стандартов.

2.2.7. Влияние температуры и радиации

Значения предела текучести и предела прочности (см. табл.2.2) относятся к нормальной температуре 20°C. При изменении температуры эти показатели меняются (рис. 2.10). Механические характеристики стали при нагревании до температуры 100...200°C практически не меняется. При отрицательной температуре предел прочности и предел текучести существенно повышаются и приближаются между собой, пластическая работа уменьшается. При температуре 200...300°C предел прочности стали несколько повышается.

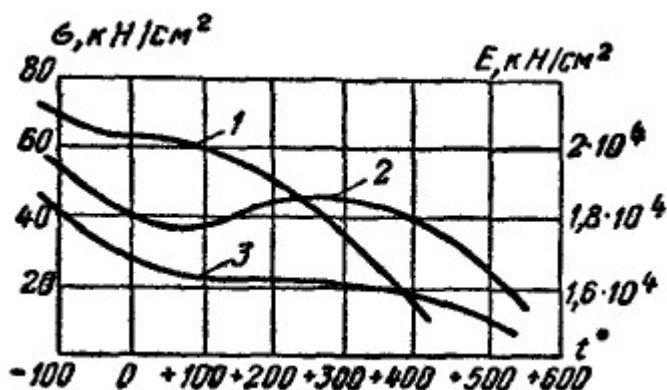


Рис. 2.10. Механические характеристики малоуглеродистой стали при изменении температуры: 1 – модуль упругости; 2 – предел прочности σ_u (временное сопротивление); 3 – предел текучести σ_y .

При температурах выше 400...500°C замечается резкое снижение σ_u и σ_y ; при 600°C они близки к нулю и несущая способность стали практически исчерпывается.

Под действием радиационного облучения (бомбардировка α и β - частицами, протонами, нейтронами, ускоренными ионами) происходит не только ионизация металла но и выбивание атомов из кристаллической решетки, вызывая каскады атомных столкновений и смещений с

образованием крупных скоплений вакансий, областей разупрочнения, дислокационных петель и др., называемых радиационными дефектами. В результате чего увеличивается несколько прочность (как при закалке), снижается пластичность, падает плотность, сталь становится хрупкой. Кроме этого при повышенных температурах (350...600°C) происходит газовое разбухание при радиационно-химических превращениях элементов. Что приводит к увеличению объема до 10%. Таким образом при радиационном облучении меняются не только механические характеристики сталей, но и химические и физические свойства.

2.2.8. Коррозия металлов

Коррозией металла называют разрушение его поверхности вследствие химического, электрохимического и биологического воздействий окружающей среды. Показателями среды, определяющими степень ее агрессивности по отношению к конструкциям, является относительная влажность (критическая влажность для стали 70...75%, когда выпадает конденсат), температура, состав и концентрация газов и пыли, туманы агрессивных жидкостей др. Строительные стальные конструкции главным образом подвержены электрохимической, атмосферной коррозии, которая определяется электрохимическими процессами на поверхности стали в присутствии влаги. Виды коррозионного разрушения показаны на рис. 2.11.

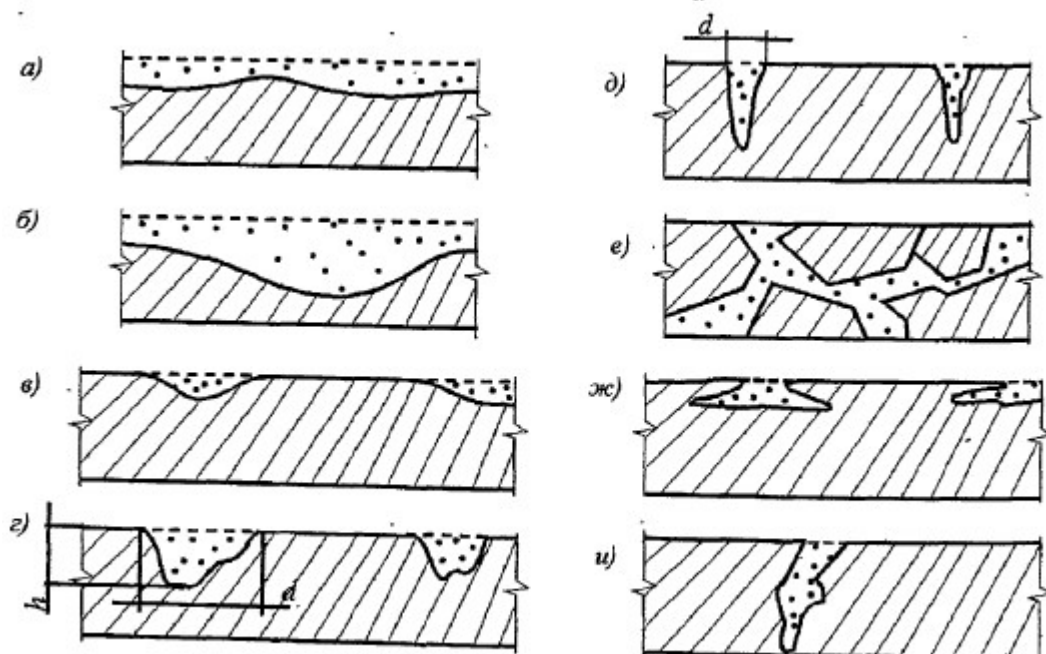


Рис. 2.11. Виды коррозии:

а) – равномерная; б) – неравномерная; в) – пятнами ($d > h$); г) – язвенная ($d \gg h$); д) – точечная, питтинговая ($d < h$); е) – межкристаллитная; ж) – подповерхностная; и) – коррозионное растрескивание.

Кроме агрессивности эксплуатационной скорость коррозии зависит от химического состава стали. Для агрессивной среды следует принимать легированные стали марок С345К, 10ХСНД, 15ХСНД, 10ХНДП, которые имеют повышенную коррозионную стойкость и корродируют почти в 1,5 раза медленнее малоуглеродистой стали. Атмосферостойкая сталь 10ХНДП может применяться без антикоррозионной защиты.

Для защиты стальных конструкций от коррозии применяют стали легированные специальными добавками, нанесение защитных покрытий (анодирование, цинкование), защита лакокрасочными покрытиями.

2.2.9. Выбор стали.

Выбор стали для металлических конструкций осуществляется в зависимости от вида нагрузки, температурных условий эксплуатации и вида соединений, а также в зависимости от степеней ответственности конструктивного решения и принимается по табл. 50, [8].

Содержание практических занятий по II разделу

Практическое занятие № 1. Определение геометрических характеристик сечений элементов

Пример 2.1. Определение геометрических характеристик сечения приведенного на рис. II. 1 (размеры в мм): центр тяжести сечения, A , I_x , I_y , W_x , W_y , S , i .

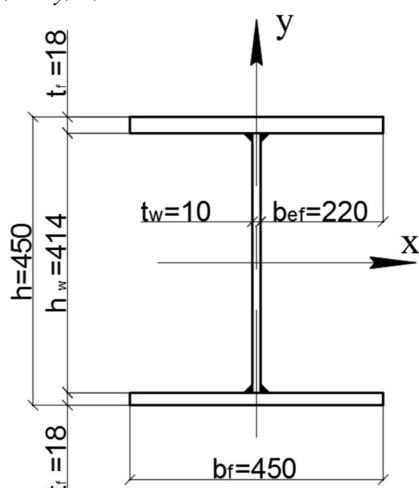


Рис. II. 1 Сечение колонны

Сечение симметричное, центр тяжести находится посередине сечения.

Площадь сечения:

$$A = 2b_f t_f + h_w t_w = 2 \cdot 45 \cdot 1,8 + 41,4 \cdot 1 = 203,4 \text{ см}^2;$$

Моменты инерции сечения:

$$I_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2 \left(\frac{b_f t_f^3}{12} + b_f t_f \left(\frac{h_w + t_w}{2} \right)^2 \right) = \frac{1 \cdot 41,4^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{45 \cdot 1,8^3}{12} + 45 \cdot 1,8 \cdot \left(\frac{41,4 + 1,8}{2} \right)^2 \right) = 81539,6 \text{ см}^4;$$

$$I_y = 2 \left(\frac{t_f b_f^3}{12} \right) = \left(\frac{1,8 \cdot 45^3}{12} \right) = 27337,5 \text{ см}^4;$$

Радиусы инерции сечения:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{81539,6}{203,4}} = 20,02 \text{ см};$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{27337,5}{203,4}} = 11,59 \text{ см}.$$

Моменты сопротивления:

$$W_x = \frac{I_x}{y} = \frac{81539,6}{22,5} = 3623,98 \text{ см}^3,$$

$$W_y = \frac{I_y}{x} = \frac{27337,5}{22,5} = 1215 \text{ см}^3$$

Статический момент полки и половины сечения:

$$S_f = A_f \cdot y_f = (45 \cdot 1,8) \cdot (0,5 \cdot 41,4 + 0,5 \cdot 1,8) = 1749,6 \text{ см}^3,$$

$$S_{\Pi} = A_f \cdot y_f + 0,5 A_w \cdot 0,25 h_w = (45 \cdot 1,8) \cdot (0,5 \cdot 41,4 + 0,5 \cdot 1,8) + (0,5 \cdot 41,4 \cdot 1 \cdot 0,25 \cdot 41,4) = 1749,6 + 214,245 = 1963,845 \text{ см}^3,$$

Пример 2.2. Определение геометрически характеристик сечения балки, приведенного на рис. II. 2 (размеры в мм): центр тяжести сечения, A , I_x , I_y , W_x , W_y ,

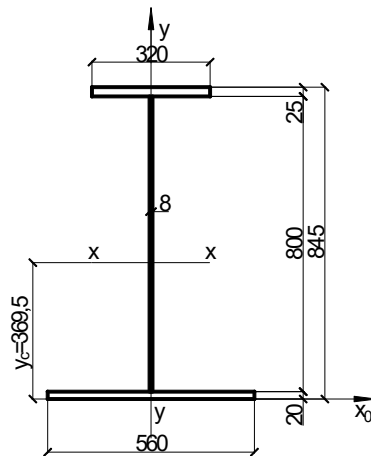


Рис. II. 2. Сечение балки

Площадь сечения

$$A = 32 \cdot 2,5 + 80 \cdot 0,8 + 56 \cdot 2 = 256 \text{ см}^2.$$

Определим центр тяжести сечения, исходную ось совместим с гранью нижнего пояса. Расстояние от этой оси до центра

$$y = \frac{\sum S_i}{\sum A_i} = \frac{32 \cdot 2,5 \cdot (84,5 - 0,5 \cdot 2,5) + 80 \cdot 0,8 \cdot (0,5 \cdot 80 + 2) + 56 \cdot 2 \cdot 0,5 \cdot 2}{32 \cdot 2,5 + 80 \cdot 0,8 + 56 \cdot 2} = 36,95 \text{ см},$$

Моменты инерции сечения:

$$I_x = \frac{32 \cdot 2,5^3}{12} + 32 \cdot 2,5 \cdot (84,5 - 36,95 - 0,5 \cdot 2,5)^2 + \frac{0,8 \cdot 80^3}{12} + 80 \cdot 0,8 \cdot (0,5 \cdot 80 + 2 - 36,95)^2 + \frac{56 \cdot 2^3}{12} + 56 \cdot 2 \cdot (36,95 - 0,5 \cdot 2)^2 = 352088,77 \text{ см}^4,$$

$$I_y = \frac{2,5 \cdot 32^3}{12} + \frac{2 \cdot 56^3}{12} + \frac{80 \cdot 0,8^3}{12} = 36099,41 \text{ см}^4.$$

Моменты сопротивления относительно верхнего и нижнего поясов балки

$$W_{x.в} = \frac{352088,77}{84,5 - 36,95} = 7404,6 \text{ см}^3,$$

$$W_{x.н} = \frac{352088,77}{36,95} = 9528,7 \text{ см}^3$$

Раздел III. ОСНОВЫ РАСЧЕТА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ.

Тема 3.1. Методика расчета металлических конструкций по предельным состояниям

3.1.1. Общая характеристика предельных состояний.

Расчет металлических конструкций производится по методу предельных состояний. Метод расчета по предельным состояниям создан в 50-х годах XX века в СССР и введен в действие с 1.01.1955 г.

Под предельными состояниями понимают такие состояния, при которых конструкции перестают удовлетворять заданным эксплуатационным требованиям или требованиям при производстве работ.

В расчете конструкций учитываются две группы предельных состояний:

первая группа – по потере несущей способности или полной непригодности к эксплуатации конструкций;

вторая группа – по непригодности конструкций к нормальной эксплуатации сооружения.

По характеру предельных состояний первая группа делится на две подгруппы: по потере несущей способности (трещины, опрокидывание, изменения формы, разрушения), по непригодности к эксплуатации конструкций вследствие развития недопустимых остаточных перемещений.

К предельным состояниям второй группы относятся перемещения, осадки, колебания, затрудняющие эксплуатацию.

Условие для первой группы предельных состояний может быть записано в общем виде:

$$N \leq S, \quad (3.1)$$

где N – наибольшее вероятностное расчетное сочетание усилий в данном сечении элемента (функция нагрузок);

S – наименьшая вероятностная несущая способность элемента (функция свойств материала, условий работы и размеров элемента).

$$N = \sum_{i=1}^k F_i^n \cdot \bar{N}_i \cdot \gamma_{fi} \cdot \gamma_n \cdot \psi_c \quad (3.2)$$

где F_i^n – значение i -й нормативной нагрузки;

\bar{N}_i – усилие в рассчитываемом элементе от i -й нагрузки при $F_i^n = 1$;

γ_{fi} – коэффициент надежности по нагрузке для i -й нагрузки;

γ_n – коэффициент надежности по ответственности зданий и сооружений принимаемый в зависимости от уровня ответственности здания или сооружения, которая, в свою очередь, определяется размером материального и социального ущерба, возможного при достижении конструкциями предельного состояния. По этому признаку здания и сооружения подразделяются на три уровня: для 1-го уровня (атомные станции, гидротехнические плотины и т.д.) $0,95 < \gamma_n \leq 1,2$; для 2-го уровня (промышленные и гражданские здания и сооружения массового строительства) $\gamma_n = 0,95$; для 3-го уровня (склады, одноэтажные жилые постройки, временные здания и сооружения со сроком службы до 5 лет) $0,8 \leq \gamma_n < 0,95$. Выбор значений коэффициента γ_n производится проектной организацией по согласованию с заказчиком.

ψ_c – коэффициент сочетаний, учитывающий вероятность одновременного действия нагрузок и воздействий с максимальной величиной, зависит от вида и количества нагрузок и воздействий ($\psi_c \leq 1$);

i – порядковый номер нагрузки;

k – количество учитываемых нагрузок.

Предельное усилие S по пределу текучести материала:

$$S = \bar{A} \cdot R_y \cdot \gamma_c = \frac{\bar{A} \cdot f_y \cdot \gamma_c}{\gamma_m}, \quad (3.3)$$

где \bar{A} – геометрическая характеристика сечения;

R_y – расчетное значение прочности стали по пределу текучести;

f_y – предел текучести стали (в учебной литературе [1] и СНиП [8] – f_y обозначают как R_{yn});

γ_c – коэффициент условий работы, учитывает влияние температуры, влажности и агрессивности среды, длительность воздействия и его многократную повторяемость, приближенность расчетных схем и принятых предпосылок расчета, перераспределение силовых факторов и деформаций;

γ_m – коэффициент надежности по материалу.

Предельное усилие S по временному сопротивлению материала:

$$S = \frac{\bar{A} \cdot R_u \cdot \gamma_c}{\gamma_u} = \frac{\bar{A} \cdot f_u \cdot \gamma_c}{\gamma_u \cdot \gamma_m}, \quad (3.4)$$

где f_u предел прочности стали (в учебной литературе [1] и СНиП [8] – f_u обозначают как R_{un});

$\gamma_u = 1,3$ – коэффициент надежности для элементов конструкции, рассчитываемых на прочность по временному сопротивлению.

Условие для второй группы предельных состояний может быть записано в виде:

$$\sum_{i=1}^k F_i^n \cdot \bar{N}_i \cdot \gamma_n \cdot \bar{\delta}_i \leq \delta_i \quad (3.5)$$

где δ_i – упругая деформация или перемещение конструкции, возникающие от усилия в рассчитываемом элементе от i -й нагрузки при $\bar{N}_i = 1$;

δ – предельные деформации или перемещения, установленные нормами или заданием на проектирование, ограничивающие нормальную эксплуатацию.

3.1.2. Нормативные и расчетные сопротивления материалов

В таблице 3.1 приведены значения расчётных значений прочности стали проката, гнутых профилей и труб для различных видов напряженных состояний, где f_y и f_u соответственно гарантированные значения предела текучести и временного сопротивления, принимаемые согласно стандартам на прокат.

Таблица 3.1. Расчетные характеристики материалов

Напряженное состояние		Расчетное значение прочности стали проката и труб
Растяжение, сжатие, изгиб	По пределу текучести	$R_y = f_y / \gamma_m$
	По временному сопротивлению	$R_u = f_u / \gamma_m$
Сдвиг		$R_s = 0,58 f_y / \gamma_m$
Смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки)		$R_p = f_y / \gamma_m$
Смятие местное в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании		$R_{lp} = 0,5 f_u / \gamma_m$
Диаметральное сжатие катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью)		$R_{cd} = 0,025 f_u / \gamma_m$

Растяжение в направлении толщины проката (до 60 мм)	$R_{th} = 0,5 f_u / \gamma_m$
Здесь γ_m – коэффициент надежности по материалу.	

При расчете металлических конструкций в качестве характеристик прочности металла используются нормативные и расчетные сопротивления стали. В связи с тем, что характеристики прочности, например, предел текучести или временное сопротивление, для одного или того же материала не имеют строго определенного постоянного значения, то в качестве нормативного сопротивления применяется значение, обеспеченность которого составляет не менее 0.95. Конкретные значения нормативных характеристик определяются на основе статистических данных (результатов испытаний) при их обработке методами теории вероятностей и теории надёжности. Расчетные сопротивления получаются делением нормативных сопротивлений на коэффициент надежности по материалу (γ_m), который учитывает возможные отклонения характеристик прочности в неблагоприятную сторону от их нормативных значений. Численные значения коэффициента надежности по материалу принимаются в зависимости от свойств материала, их статистической изменчивости, а также от нестатистических факторов, например, от уровня прочности материала: чем выше прочность, тем больше значения указанного коэффициента при прочих равных условиях. Значения этого коэффициента изменяются в пределах 1.025...1.1 в зависимости от марки стали и стандарта, по которому эта сталь поставляется.

3.1.3. Нагрузки и воздействия

При проектировании строительных конструкций должны учитываться нагрузки, возникающие как в стадии эксплуатации, так и при изготовлении, транспортировке, хранении и монтаже конструкций.

По времени действия нагрузки подразделяются:

- на постоянные (вес постоянных частей зданий, давление грунта, пред. напряжение- эти нагрузки неизменны во времени);
- и временные, которые, в свою очередь, разделяются на: временные - длительные (вес стационарного оборудования, давление газов, сыпучих и др.), и кратковременные (нагрузки от снега, ветра, гололеда, температурные воздействия, нагрузки от подъемных механизмов, от людей, нагрузки, возникающие при ремонте, транспортировке, монтаже и др.);
- особые (сейсмические воздействия, нагрузки, вызванные неисправностью оборудования и неравномерной осадкой грунта).

Некоторые кратковременные нагрузки могут рассматриваться как длительные, но с пониженным значением (примерно 20-30% от полного значения). Это выполняется в расчетах, где учитывается длительность воздействия нагрузки, например, в расчетах на выносливость.

Значение нагрузок являются случайными, изменяющимися во времени и пространстве. В нормах основными характеристиками нагрузок являются их нормативные значения (в ТКП EN – характеристические значения). В дальнейшем эти нагрузки будут обозначаться буквами с индексом "n" (q_n , p_n , и т.д.). Нормативная нагрузка - это детерминированное значение нагрузки, как случайной величины. Оно назначается на основе статистических наблюдений при их обработке методами теории вероятностей и теории надежности.

Например, нормативное значение снеговой нагрузки принимается по карте снеговых районов РБ в зависимости от высоты местности над уровнем моря (Нац. приложение к ТКП EN 1991-1-3). Ветровая нагрузка определяется в зависимости от базовой величины скорости ветра (21 или 23 м/сек. для районов РБ) с учетом типа поверхности (шероховатости) местности, орографии, турбулентности ветра (Нац. приложение к ТКП EN 1991-1-4). Значение скорости ветра определяются на основании многолетних наблюдений для каждого района на уровне 10 метров от поверхности земли (этим занимаются метеостанции, расположенные по всей стране). В качестве значения скорости ветра для определения нормативной нагрузки принимается значение, вероятность превышения которого является незначительной, например, которая может быть превышена только один раз в течение 50 лет. Иногда статистических данных нет, и тогда значение нормативной нагрузки назначается на основе инженерного опыта. Например, нагрузки от людей, нагрузки, возникающие при ремонте и т.д.

Изменчивость нагрузки и влияние (значимость) этой изменчивости учитывается коэффициентом надежности по нагрузке. Нормативная нагрузка умноженная на коэффициент надежности по нагрузке называется расчетной. Значение коэффициента надежности по нагрузке зависит от вида нагрузки, например, для ветровой нагрузки он равен 1.4; крановой - 1.2. Если нагрузка оказывает благоприятное влияние на работу конструкций, то значение этого коэффициента принимается меньше единицы.

3.1.4. Сочетания нагрузок и воздействий

Нагрузки действуют на конструкции не отдельно, а в сочетании друг с другом, т.е. конструкции находятся под воздействием, как правило, нескольких из них. Например, балки покрытия находятся под воздействием собственного веса и снега; колонны промзданий воспринимают нагрузки от собственного веса, грузоподъемного крана и т.д. Сочетания нагрузок устанавливаются исходя из физически реальных вариантов одновременного их действия. При расчете строительных конструкций используют, в большинстве случаев, два сочетания: основное, которое включает в себя

постоянные, временные длительные и кратковременные нагрузки, и особое сочетание, куда входят те же нагрузки, что и в основном сочетании плюс одна особая нагрузка. Во всех сочетаниях постоянная нагрузка учитывается всегда, другие нагрузки могут быть, а могут и отсутствовать.

При одновременном действии нескольких нагрузок вероятность того, что все они в одно и то же время и в одном и том же месте будут иметь наибольшее значение, как правило, не равна единице. Этот фактор учитывается введением в расчетные формулы коэффициента сочетаний Ψ , значения которого ≤ 1.0 . В основном сочетании, включающем только две нагрузки (постоянную и одну временную) коэффициент сочетаний принимается равным единице. Значение коэффициентов сочетаний зависит от количества и типа нагрузок и воздействий и принимается по (ТКП EN 1990 и нац. приложению).

Расчет по 1-ой группе предельных состояний выполняются на действие расчетных нагрузок, а по 2-ому – на действие нормативных нагрузок. Все расчеты на прочность выполняются с использованием геометрических характеристик сечений, вычисленных с учетом ослаблений, а на устойчивость и жесткость - без учета ослаблений (при этом ослабления не должны превышать 15% от площади всего сечения).

Тема 3.2. Работа и расчет на прочность центрально-нагруженных, изгибаемых и внецентренно-сжатых элементов

3.2.1 Центрально-нагруженные элементы.

Элементы считаются центрально-нагруженными, если направление действия растягивающей или сжимающей силы совпадает с осевой линией элемента. Центрально-нагруженные элементы рассчитываются только по первому предельному состоянию. При этом растянутые - только на прочность, а сжатые - на прочность и общую устойчивость.

Расчет на прочность выполняется по формуле:

$$\frac{N_{Ed}}{A_{net}R_{y\gamma_c}} \leq 1 \quad (3.6)$$

Расчет на прочность элементов из стали с пределом текучести $f_y \leq 530$ МПа не подвергающихся непосредственному воздействию динамических нагрузок допускается выполнять по формуле:

$$\frac{N_{Ed}\gamma_u}{A_{net}R_{u\gamma_c}} \leq 1 \quad (3.7)$$

где N_{Ed} - растягивающее или сжимающее усилие, вызванное расчетными нагрузками; A_{net} - площадь сечения с учетом ослаблений; γ_u - коэффициент надежности равный 1.3.

3.2.2. Изгибаемые элементы. Расчет на прочность при упругой и упруго-пластической работе металла.

а) Расчет на прочность при упругой работе металла.

Наиболее часто сечение изгибаемых элементов принимается в виде двутавра, как наиболее экономичное по расходу металла. В дальнейшем все формулы и эпюры напряжений будут даны применительно к двутавровому сечению. Как известно, напряжения при изгибе распределяются в сечении по линейному закону (рис. 3.1). Эпюры а) и б) соответствуют упругой работе материала, где для эпюры б) - напряжения в крайних волокнах достигли предела текучести.

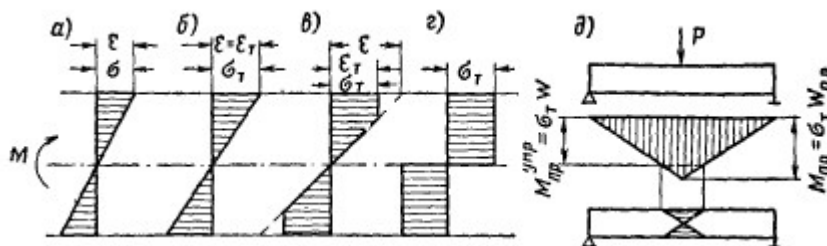


Рис.3.1 Эпюры нормальных напряжений при изгибе

а), б) – упругая работа ; в) – упругопластическая: г) – пластическая работа (шарнир пластичности); д) – схема балки.

Расчёт на прочность изгибаемых элементов в одной из главных плоскостей следует выполнять по формулам:

при действии момента

$$\frac{M_{Ed}}{W_{net,min} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (3.8)$$

при действии в сечении поперечной силы

$$\frac{V_{Ed} S}{I t_w R_s \gamma_c} \leq 1 \quad (3.9)$$

При действии моментов в двух главных плоскостях расчет выполняется по формуле:

$$\frac{M_{x,Ed}}{I_{x,net} R_y \gamma_c} y \pm \frac{M_{y,Ed}}{I_{y,net} R_y \gamma_c} x \leq 1, \quad (3.10)$$

где S – статический момент сдвигаемой части сечения брутто относительно нейтральной оси;

x и y - расстояния от главных осей до рассматриваемой точки сечения, а

Проверка прочности стенки балки при одновременном действии в стенке момента и поперечной силы определяется по формуле:

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1,15R_y \gamma_c \quad \frac{\tau_{xy}}{R_s \gamma_c} \leq 1 \quad (3.11)$$

где $\sigma_x = M_{x,Ed} y / I_{x,net}$ - нормальное напряжение в срединной плоскости стенки, параллельное продольной оси балки;

$\sigma_y = M_{y,Ed} x / I_{y,net}$ - то же, перпендикулярное к продольной оси балки, в том числе определяемое по формуле (3.14);

$$\tau_{yz} = V_{Ed} S / (I_x t_w) - \text{касательное напряжение в стенке.}$$

Напряжения σ_x и σ_y , принимаемые в формуле (3.11) с соответствующими знаками, а также τ_{xy} следует определять в одной и той же точке стенки балки. Коэффициент 1.15 предполагает развитие в стенке пластических деформаций, в то время как полка работает в упругой стадии.

При проверке прочности на действие поперечной силы на опоре для разрезных балок формулу (3.9) следует использовать без учета работы поясов.

В балках, рассчитываемых по формуле (3.10), значения напряжений в стенке балки должны быть проверены по формуле (3.11) в двух главных плоскостях изгиба.

При ослаблении стенки балки отверстиями для болтов левую часть формулы (3.9), а также значение τ_{xy} в формуле (3.11), следует умножать на коэффициент α , определяемый по формуле

$$\alpha = a_1 / (a_1 - d_o) \quad (3.12)$$

где a_1 - шаг отверстий в одном вертикальном ряду;

d_o - диаметр отверстия.

Расчет на прочность стенки балки, не укрепленной ребрами жесткости, при действии местного напряжения σ_{loc} в местах приложения нагрузки к верхнему поясу (рис. 3.2.), а также в опорных сечениях следует выполнять по формуле

$$\frac{\sigma_{loc}}{R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (3.13)$$

где $\sigma_{loc} = \frac{F_{Ed}}{l_{ef} t_w}$, (3.14)

здесь F_{Ed} - расчетное значение нагрузки (силы);

l_{ef} - условная длина распределения нагрузки, определяемая по формулам: для случаев, представленных на рисунках 3.2,а) и 3.2,б)

$$l_{ef} = b + 2h \quad (3.15)$$

для случая, представленного на рисунке, 3.2,в)

$$l_{ef} = \psi \sqrt[3]{I_{1f} / t_w} \quad (3.16)$$

h - размер, равный сумме толщины верхнего пояса балки и катета поясного шва, если нижняя балка сварная (см. рисунок 3.2,а), или расстоянию от наружной грани полки до начала внутреннего закругления стенки, если нижняя балка прокатная (см. рисунок 3.2,б));

ψ - коэффициент, принимаемый равным: 3,25 - для сварных и прокатных балок; 4,5 - для балок с фрикционными поясными соединениями;

I_{1f} - сумма собственных моментов инерции пояса балки и кранового рельса или момент инерции сечения, состоящего из пояса и рельса в случае приварки рельса швами, обеспечивающими совместную работу пояса и рельса;

b - ширина опирания.

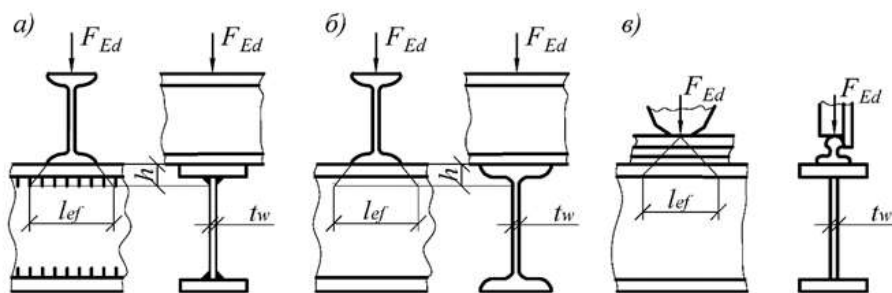


Рисунок 3.2 Схемы распределения сосредоточенной нагрузки на стенку балки: а – сварная; б – прокатная; в – сварная или прокатная при нагрузке от колеса крана

Если стенка укреплена ребрами жесткости, то она рассчитывается на устойчивость как центрально сжатый элемент. При этом, в расчетное сечение включаются оба ребра жесткости и часть стенки, шириной равной $0,65t_w\sqrt{E/R_y}$ с каждой стороны от ребра жесткости.

б) Расчет на прочность при упруго-пластической работе металла.

Учет упруго-пластической работы позволяет уменьшить расход металла на 5...15%. Однако, при упруго-пластической работе металла, увеличивается риск исчерпания несущей способности конструкции, поэтому в нормах учет работы металла за пределом упругости допускается лишь при выполнении следующих условий: при статической нагрузке; предел текучести стали не должен превышать 530 МПа, а касательные напряжения - $0,9R_s$ (кроме опорных сечений); обеспечена местная устойчивость элементов сечения и общая устойчивость конструкции.

На рис.3.1 приведены эпюры нормальных напряжений при работе балки в упругопластической (в)) и пластической (г)) (*шарнир пластичности*) стадиях работы. В первом случае в сечении изгибаемого элемента присутствует упругая зона работы ($\sigma < f_y$, во втором случае, напряжения равные пределу текучести, развиваются по всему сечению, это и есть шарнир пластичности.

Расчет на прочность разрезных балок двутаврового и коробчатого сечений из стали с пределом текучести $f_y \leq 440$ МПа при соблюдении требований местной и общей устойчивости элементов и балки и касательных напряжениях $\tau_y = \frac{V_{x,Ed}}{A_w} \leq 0,9R_s$ (кроме опорных сечений) следует выполнять по формулам:

- при изгибе в плоскости наибольшей жесткости ($I_x > I_y$)

$$\frac{M_{x,Ed}}{c_x \beta W_{x,net,min} R_y \gamma_c} \leq 1; \quad (3.18)$$

– при изгибе в двух главных плоскостях и касательных напряжениях

$$\tau_y = \frac{V_y}{2A_f} \leq 0,5R_s$$

$$\frac{M_{x,Ed}}{c_x \beta W_{x,net,min} R_y \gamma_c} + \frac{M_{y,Ed} \gamma_{Mo}}{c_y W_{y,net,min} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (3.19)$$

Где $M_{x,Ed}$, $M_{y,Ed}$ – абсолютные значения изгибающих моментов;
 c_x , c_y – коэффициенты, принимаемые согласно таблице 66[8]:

при $\tau_y \leq 0,5R_s$, $\beta = 1$;

при $0,5R_s < \tau_y \leq 0,9R_s$)

$$\beta = 1 - \frac{0,20}{\alpha_f + 0,25} \left(\frac{\tau_x}{R_s}\right)^4 \quad (3.20)$$

где $\alpha_f = A_f/A_w$ – отношение площади сечения пояса к площади сечения стенки (для несимметричного сечения A_f – площадь меньшего пояса

3.2.3. Расчёт на прочность элементов подверженных осевой силе с изгибом.

Расчёт на прочность внецентренно сжатых (сжато-изгибаемых) и внецентренно растянутых (растянуто-изгибаемых) элементов из стали с пределом текучести $f_y \leq 440$ МПа, не подвергающихся непосредственному воздействию динамических нагрузок, при напряжениях $\tau < 0,5R_s$ и $\sigma = N_{Ed}/A_{net} > 0,1R_y$ следует выполнять по формуле:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{A_{net} R_y}\right)^n + \frac{M_{x,Ed}}{c_x W_{x,net,min} R_y} + \frac{M_{y,Ed}}{c_y W_{y,net,min} R_y} \leq 1, \quad (3.21)$$

где N_{Ed} , $M_{x,Ed}$, $M_{y,Ed}$ – расчетные значения соответственно продольной силы, изгибающих моментов при наиболее неблагоприятном их сочетании;
 n , c_x , c_y – коэффициенты, принимаемые по таблице 66, [8].

Если $\sigma = N_{Ed}/A_{net} \leq 0,1R_y$, формулу (3.21) следует применять при выполнении требований обеспечения местной устойчивости стенки с учетом развития пластических деформаций, $\sigma_{loc} = 0$, $\tau \leq R_s$. Расчёт на прочность элементов в случаях, не предусмотренных расчётом по формуле (3.21), следует выполнять по формуле

$$\frac{N_{Ed}}{A_{net} R_y} \pm \frac{M_{x,Ed}}{I_{x,net} R_y} y \pm \frac{M_{y,Ed}}{I_{y,net} R_y} x \leq 1, \quad (3.22)$$

где x , y – расстояния от главных осей до рассматриваемой точки сечения.

Расчёт на прочность внецентренно сжатых (сжато-изгибаемых) элементов по формуле (3.21) не требуется выполнять при значении приведенного относительного эксцентриситета $m_{ef} \leq 20$, отсутствии

ослабления сечения и одинаковых значениях изгибающих моментов, принимаемых в расчётах на прочность и устойчивость.

Тема 3.3. Устойчивость центрально-сжатых, внецентренно-сжатых и изгибаемых элементов

3.3.1 Проверка устойчивости центрально сжатого стержня.

В коротких стержнях при работе на сжатие сталь ведет себя так же, как и в растянутых элементах, поэтому их рассчитывают на прочность по той же формуле, что и растянутые.

Рассмотрим прямой, относительно длинный стержень, сжатый осевой силой (рис. 3.3).

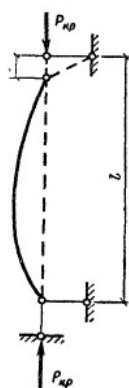


Рис. 3.3. Продольный изгиб центрально-сжатого стержня.

При увеличении силы стержень вначале будет оставаться прямым до тех пор, пока внешняя сила не достигнет критического значения. При достижении силой критического значения прямолинейная форма перестает быть устойчивой, стержень изгибается в плоскости наименьшей жесткости. Устойчивым состоянием будет новая криволинейная форма. При незначительном увеличении нагрузки искривление стержня начинает быстро нарастать, и стержень теряет несущую способность. Такая форма потери несущей способности стержня называется потерей устойчивости и относится к первой группе предельных состояний.

Для центрально сжатого стержня, шарнирно закрепленного по концам (основной случай), критическую сжимающую силу определяют по формуле Эйлера (выведенной им еще в 1744 г):

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I_{min}}{l_{ef}^2} \quad (3.23)$$

где E – модуль упругости; I_{min} – минимальный осевой момент инерции; l_{ef} – расчетная длина стержня.

Соответственно критические напряжения

$$\sigma_{cr} = N_{cr}/A = \pi^2 EI_{min}/l_{ef}^2 A = \pi^2 E i_{min}^2 / l_{ef}^2 = \pi^2 E / \lambda^2 \quad (3.24)$$

где $i_{min} = \sqrt{I_{min}/A}$ - радиус инерции; $\lambda = l_{ef}/i_{min}$ - гибкость стержня;

$l_{ef} = \mu \cdot l$ - расчетная длина стержня, μ - коэффициент приведения полной длины стержня l_0 к расчетной, принимаемой от условий закрепления стержня и его загрузки (табл.3.2).

Таблица 3.2.

Схема закрепления колонны (стойки) и вид нагрузки								
μ	1,0	0,7	0,5	2,0	1,0	2,0	0,725	1,12

Формула (3.24) справедлива только при постоянном модуле упругости E , в пределах упругих деформаций, то есть при напряжениях, не превышающих предел пропорциональности, и $\lambda \geq \pi \sqrt{E/\sigma_p}$. При средних и малых гибкостях потеря его устойчивости происходит в упругопластической стадии работы материала $\sigma_p < \sigma^o < f_y$.

Формула (3.24) показывает, что несущая способность стержня может быть увеличена путем увеличения момента инерции, без изменения площади поперечного сечения, путем размещения материала как можно дальше от главных осей инерции поперечного сечения. Поэтому трубчатые сечения наиболее экономичны, чем сплошные сечения. Уменьшая толщину стенки таких сечений и увеличивая поперечные размеры, можно повысить их устойчивость.

В реальных конструкциях всегда есть причины, вызывающие кроме осевого сжатия еще и изгиб, к ним относятся эксцентриситеты в приложении нагрузки, начальные прогибы, искривления и др. причины, которые называют случайными. Изучение их статистическими методами показывает,

случайные эксцентриситеты и погнутости увеличиваются при возрастании гибкости. Все это приводит к тому, что фактические критические напряжения σ_{cr} будут меньше, подсчитанных по формуле (3.24).

Таким образом, проверка устойчивости стержней, сжатых осевой силой, сводится к сравнению напряжений, равномерно распределенных по сечению, с критическими, вычисленными с учетом начальных эксцентриситетов, т. е.

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq \sigma_{cr}. \quad (3.25)$$

Чтобы каждый раз не определять σ_{cr} , в технических условиях на проектирование даются значения $\varphi = \sigma_{cr}/R_y$ – коэффициент приведения расчетных значений предела текучести к расчетным значениям критических напряжений потери устойчивости стержней, сжатых осевой силой. Этот коэффициент называют коэффициентом продольного изгиба.

Поэтому расчетная формула проверки устойчивости центрально сжатых стержней осевой силой будет следующая:

$$\frac{N_{Ed}}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (3.26)$$

где φ – коэффициент продольного изгиба при центральной сжатии, значение которого определяется по формулам, приведенным в п.5.3, [8]. Численные значения φ приведены в табл. 72, [8], определяются интерполяцией в зависимости от гибкости $\lambda = l_{ef}/i$ и расчетного сопротивления стали R_y .

Анализ, расчетных формул показывает, что устойчивость центрально сжатых стержней мало зависит от прочности металла, поэтому использование высокопрочных сталей для этих элементов, как правило, не совсем эффективно.

Соединение пояса со стенкой в центрально сжатом элементе составного сплошного сечения следует рассчитывать на сдвигающее пояс усилие (на единицу длины), определяемое по формуле $T = Q_{fic} s_f / I$ от условной поперечной силы Q_{fic} , здесь s_f – статический момент брутто пояса элемента относительно центральной оси. Значение Q_{fic} , определяется по формуле

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) N_{Ed} / \varphi, \quad \text{при этом коэффициент}$$

φ следует принимать в плоскости стенки.

3.3.2. Потеря устойчивости внецентренно –сжатых и сжато-изогнутых элементов постоянного сечения.

a) Расчет на устойчивость в плоскости действия момента.

Методика расчета, изложенная ниже, предусматривает лишь один, частный случай загрузки, когда плоскость действия изгибающего момента (плоскость изгиба) совпадает с плоскостью симметрии.

Внецентренно-сжатые элементы, в отличие от центрально-сжатых, изгибаются с момента приложения нагрузки. При некотором значении N дальнейшее увеличение нагрузки становится невозможным: малейшее увеличение нагрузки вызывает беспредельное нарастание прогибов (см. рис. 3.4). Значение N , соответствующее этому моменту, является критическим (N_{cr}), а отношение N_{cr}/A дает значение критического напряжения (σ_{cr}^e).

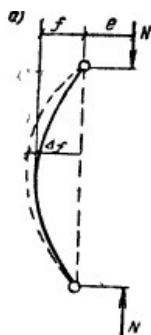


Рис. 3.4. График зависимости прогиба от нагрузки

Значение критического напряжения для внецентренно-сжатого стержня σ_{cr}^e , как правило, меньше, чем для центрально-сжатого σ_{cr} . Критическое напряжение для внецентренно-сжатых элементов зависит от трех фактов: гибкости, эксцентриситета и формы сечения. При постоянном эксцентриситете (e) с увеличением гибкости увеличивается нарастание прогиба (f) и изгибающего момента:

$$M=N(e+f).$$

В итоге, критическое состояние наступает при меньшем значении силы N и, следовательно, критического напряжения, т.е. с увеличением гибкости критическое напряжение уменьшается.

С увеличением эксцентриситета также происходит уменьшение критических напряжений. Однако, влияние эксцентриситета не одинаково для различных сечений и зависит от ядрового расстояния (ρ). Ядровое расстояние - это расстояние от центра тяжести сечения до границы ядра сечения, которое, в свою очередь, характеризуется тем, что, если сжимающая сила находится в пределах этого ядра, то все сечение будет сжато, а если за пределами этого ядра, то кроме сжатия в сечении появятся растягивающие напряжения.

Для двутаврового сечения, высотой h , радиус ядра в плоскости стенки составляет примерно $0.37h$, а для прямоугольного $0.16h$, т.е., например, для двутавра №50 высотой 50 см и при эксцентриситете равном 16 см двутавр будет только сжат ($\rho=0,37 \cdot 50 = 18,5\text{см} > 16\text{см}$), а прямоугольник будет иметь уже разнозначную эпюру напряжений. Для того, чтобы увязать эксцентриситет с радиусом ядра сечения, в нормах используют относительный эксцентриситет:

$$m = e/\rho = M \cdot A / (N \cdot W_c), \quad (3.27)$$

где W_c - момент сопротивления для наиболее сжатого волокна сечения.

Для сквозных колонн:

$$m = M \cdot A \cdot a / (N \cdot J), \quad (3.28)$$

где a - расстояние от центра тяжести всего сечения до оси наиболее сжатой ветви, но не меньше расстояния до оси стенки наиболее сжатой ветви.

Третий фактор - форма сечения, учитывается только для стержней со сплошной стенкой. С этой целью для этих стержней вычисляется приведенный эксцентриситет:

$$m_{ef} = m \cdot \eta \quad (3.29)$$

где η - коэффициент влияния формы сечения на развитие пластических деформаций.

Коэффициент η зависит от того, какая часть сечения охватывается пластичностью при одной и той же эпюре напряжений. При появлении пластичности, часть сечения выключается из работы, и меняются геометрические характеристики, критические напряжения уменьшаются.

Значения коэффициента η приведены в нормативных документах (табл. 73, [8]) в зависимости от вида сечения, относительного эксцентриситета и условной гибкости, которая равна:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E} \quad (3.30)$$

В сквозных внецентренно-сжатых элементах коэффициент влияния формы не учитывается - предполагается, что напряжения в ветвях распределяются равномерно по сечению.

Таким образом проверка устойчивости внецентренно-сжатых элементов в плоскости изгиба производится по формуле:

$$\frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (3.31)$$

где φ_e - коэффициент снижения расчётных сопротивлений при внецентренном сжатии. Значение этого коэффициента определяются по

таблицам нормативных документов (табл. 74-76, [8]) в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}$ в плоскости изгиба и приведенного эксцентриситета m_{ef} для сплошностенчатых стержней, и относительного эксцентриситета m для сквозных стержней с решетками или планками.

б) Расчет на устойчивость из плоскости действия момента.

Во внецентренно-сжатых элементах, у которых жесткости в обоих главных направлениях различны ($J_x > J_y$) и момент действует в плоскости большей жесткости, возможна потеря устойчивости в направлении меньшей жесткости. В этих случаях проверка устойчивости из плоскости изгиба производится по другой формуле:

$$\frac{N_{Ed}}{c \cdot \varphi_y \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (3.32)$$

где φ_y - коэффициент продольного изгиба, принимаемый как для центрально-сжатого стержня при потере устойчивости в направлении меньшей жесткости;

c - коэффициент приведения φ_y , к условиям пространственной потери устойчивости при наличии изгибающего момента в плоскости наибольшей жесткости.

Коэффициент c в формуле (3.32) следует определять:

при значениях относительного эксцентриситета $m_x \leq 5$ по формуле:

$$c = \beta / (1 + \alpha \cdot m_x); \quad (3.33)$$

при значениях относительного эксцентриситета $m_x \geq 10$ по формуле

$$c = 1 / (1 + m_x \cdot \varphi_y / \varphi_b) \quad (3.34)$$

при значениях относительного эксцентриситета $5 < m_x < 10$ по формуле:

$$c = c_5(2 - 0,2m_x) + c_{10}(0,2 \cdot m_x - 1), \quad (3.35)$$

где c_5 и c_{10} - значения коэффициента, вычисленные соответственно по формуле (3.33) при $m_x=5$ и (3.34) при $m_x=10$.

Коэффициенты α и β определяются по таблице 10, [8] в зависимости от типа сечения, относительного эксцентриситета m_x , и гибкости относительно оси "у". При определении относительного эксцентриситета $m_x = M_x \cdot A / (N \cdot W_c)$, за расчетный момент M_x следует принимать: для стержней с одним защемленным, а другим свободным концом - момент в заделке; для стержней с шарнирно-опертыми концами, закрепленными от смещений из плоскости изгиба - максимальный момент в пределах средней трети длины стержня, но не менее половины наибольшего по длине стержня момента. В формуле (3.34) коэффициент φ_b определяется согласно требованиям нормативных документов (п 5.15 и прил. 7 [8]), как для балки с двумя и более закреплениями сжатого пояса, для замкнутых стержней $\varphi_b=1,0$.

3.3.3. Расчет на устойчивость элементов постоянного сечения, изгибаемые в плоскости наименьшей жесткости

Внецентренно- сжатые элементы, изгибаемые в плоскости наименьшей жесткости ($J_x < J_y$, $e_y \neq 0$) при $\lambda_x > \lambda_y$, следует проверять по формуле (3.31), а также проверять на устойчивость из плоскости действия момента, как центрально-сжатых стержней по формуле

$$\frac{N_{Ed}}{\varphi_x \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (3.36)$$

где φ_x - определяют согласно п 5.3, [8]

В сквозных стержнях с решетками, расположенными в плоскостях, параллельных плоскости изгиба, кроме расчета на устойчивость стержней в целом по формуле (3.31) должны быть проверены отдельные ветви, как центрально-сжатые элементы по формуле (3.26). Продольную силу в ветви следует определять с учетом момента, действующего на стержень (см. п.5.33, [8]).

3.3.4. Проверка общей устойчивости изгибаемых элементов

Изгибаемые элементы могут выйти из работы вследствие потери ими общей устойчивости. При потере устойчивости изгибаемый элемент (например, балка) при расположении нагрузки в плоскости главной оси инерции сначала изгибается в своей плоскости, затем при достижении нагрузкой критического значения начинает закручиваться и выходить из плоскости изгиба (рис. 3.5).

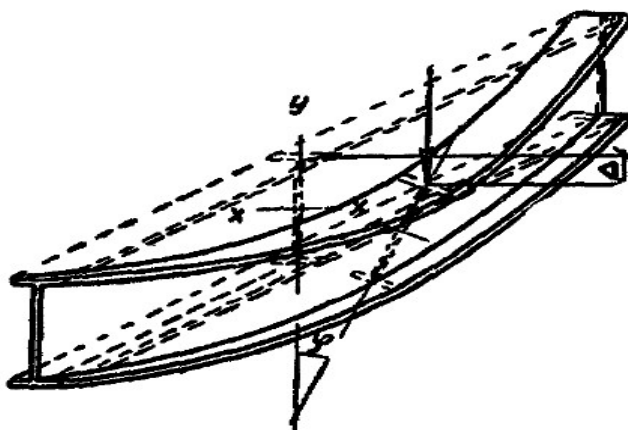


Рис. 3.5. Потеря устойчивости двутавровой балки.

Критические напряжения σ_{cr} , при которых балка теряет устойчивость, зависят от положения нагрузки, при расположении нагрузки по верхнему поясу балки увеличивает скручивание, по нижнему поясу – уменьшает его. Поэтому расположение нагрузки по верхнему поясу значительно опаснее.

В несимметричных двутавровых балках с более развитым верхним поясом поперечная жесткость за счет мощного пояса больше, в результате

критические напряжения остаются примерно такими же, как и для симметричных.

Расчет на устойчивость балок двутаврового сечения, изгибаемых в плоскости стенки, выполняют по формуле

$$\frac{M_{Ed}}{\varphi_b W_c R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (3.37)$$

где W_c - следует определять для сжатого пояса;
 φ_b - коэффициент перехода от расчетных сопротивлений к критическим напряжениям потери общей устойчивости изгибаемых элементов ($\varphi_b = \sigma_{cr}/R_y$). В нормативной литературе φ_b - называют, коэффициентом снижения расчетных сопротивлений при изгибно-крутильной форме потери устойчивости балок. Его значение определяют по прил. 7, [8].

Устойчивость балок не требуется проверять:

а) при передаче нагрузки на балку через сплошной жесткий настил (железобетонные плиты из тяжелого, легкого и ячеистого бетона; плоский и профилированный металлический настил; волнистую сталь и т. п.), непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и связанный с ним с помощью сварки, болтов, самонарезающих винтов и др.;

б) при отношении расчетной длины балки к ширине сжатого пояса, не превышающем значений, определяемых по формулам табл. 8*, [8] для балок симметричного сечения и с более развитым сжатым поясом с отношением ширины растянутого пояса к ширине сжатого пояса не менее 0,75.

Содержание практических занятий по III разделу

Практическое занятие №2. *Определение несущей способности растянутых и сжатых элементов.*

Пример 3.1. Определить несущую способность двутавра №20, работающего на растяжение, сталь С245. $\gamma_c = 1$.

Из сортамента: для двутавра №20 площадь равна $A = 26,8 \text{ см}^2$. В соответствии с табл. 51, [8] для стали С245 $R_y = 240 \text{ МПа}$ (при толщине от 2 до 20мм).

Расчет на прочность выполняют по формуле $\frac{N_{Ed}}{A_{net} R_y \gamma_c} \leq 1$, откуда определим несущую способность при работе на растяжение

$$N = 26,8 \cdot 10^{-4} \cdot 240 \cdot 10^3 \cdot 1 = 643,2 \text{ Кн.}$$

Практическое занятие №3. *Определение несущей способности центрально сжатых элементов*

Пример 3.2. Определить несущую способность центрально сжатой стойки сечением, приведенным на рис. III.1. Сталь С245, стойка длиной 8 м зашпелена в фундаменте и вверху имеет шарнирное закрепление, $\gamma_c = 1$.

В соответствии с табл. 51, [8] для стали С 245 $R_y = 240$ МПа (при толщине от 2 до 20 мм).

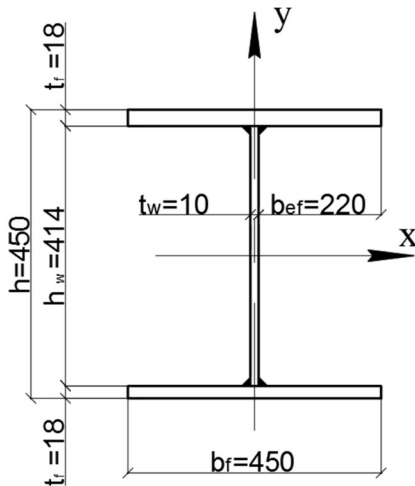


Рис. III. 1 Сечение стойки.

Расчет ведем в соответствии с формулой (3.25) - $\frac{N_{Ed}}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1$.

Сечение стойки симметричное, центр тяжести находится посередине сечения.

Геометрически характеристик сечения:

площадь сечения:

$$A = 2b_f t_f + h_w t_w = 2 \cdot 45 \cdot 1,8 + 41,4 \cdot 1 = 203,4 \text{ см}^2;$$

моменты инерции сечения:

$$I_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2 \left(\frac{b_f t_f^3}{12} + b_f t_f \left(\frac{h_w + t_w}{2} \right)^2 \right) = \frac{1 \cdot 41,4^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{45 \cdot 1,8^3}{12} + 45 \cdot 1,8 \cdot \left(\frac{41,4 + 1,8}{2} \right)^2 \right) = 81539,6 \text{ см}^4;$$

$$I_y = 2 \left(\frac{t_f b_f^3}{12} \right) = \left(\frac{1,8 \cdot 45^3}{12} \right) = 27337,5 \text{ см}^4;$$

радиусы инерции сечения:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{81539,6}{203,4}} = 20,02 \text{ см}; \quad i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{27337,5}{203,4}} = 11,59 \text{ см}.$$

Определим гибкости сечения:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{560}{20,02} = 30, \quad \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{560}{11,59} = 48,3,$$

где $\lambda_x = \lambda_y = \mu \cdot l = 0,7 \cdot 800 = 560\text{см}$ - расчетная длина стержня.

По $\lambda_{max} = 48.3$ по табл. 72, [8] определим по интерполяции $\varphi_{min} = 0,8591$. Тогда несущая способность стойки будет равна

$$N = 0,8591 \cdot 203,4 \cdot 10^{-4} \cdot 240 \cdot 10^3 \cdot 1 = 4193,7 \text{ кН}.$$

Раздел IV. СОРТАМЕНТ

Тема 4.1. Общая характеристика сортамента

Сортамент это каталог профилей с указанием их формы, размеров, геометрических характеристик и массы называется.

Современный сортамент включает в себя листовой прокат, профили в виде уголков, швеллеров, двутавров, тавров, круглых и прямоугольных труб (см. рис. 4.1), а так же усложненные профили с отгибами, "бульбами" и пр.

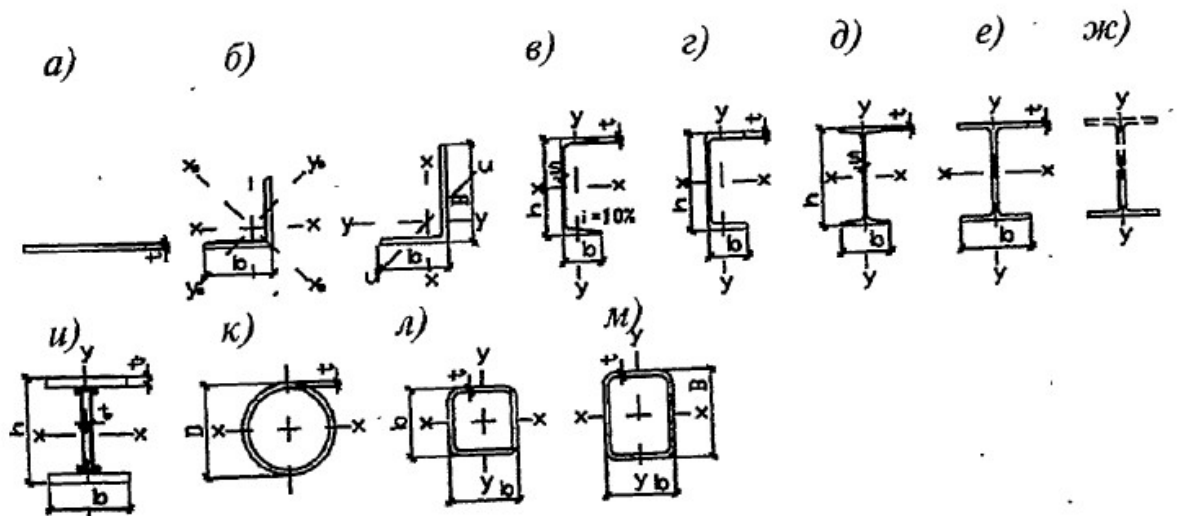


Рис. 4.1. Основные виды профилей

а) – лист; б) – уголки; в) – швеллер; г) швеллер с параллельными гранями полок; д) – двутавр; е) - двутавр с параллельными гранями полок; ж) – тавр; и) сварной двутавр; к) – круглая труба; л), м) – квадратный и прямоугольный гнутозамкнутый профиль.

Уголки и швеллеры могут быть прокатными или холодногнутыми. Листовой прокат включает: сталь толстолистовую, толщиной 4...160 мм, ширина листов 600...3600 мм, длина до 12 м; сталь тонколистовую, толщиной 0.2...4 мм с шириной листов в пределах 600...1400 мм и длиной 1.2...5 м; сталь широкополосную толщиной 4...60 мм с шириной полос 200...1050 мм и

длиной 9...12 мм. Кроме указанных листов, металлургическая промышленность поставляет листовую сталь рулонную, рифленую, просечновытяжную, оцинкованную, кровельную. На чертежах сечение листовых деталей обозначается чертой с двумя числами, например: - 100x8, где первое число указывает ширину детали, а второе - толщину.

Сортамент уголковых профилей включает уголки равнополочные и неравнополочные. Сортамент стали прокатной уголковой равнополочной (ГОСТ8509) состоит из 118 типоразмеров, размер полок изменяется от 20 мм до 250 мм, а толщина полок от 3 мм до 30 мм. Сортамент неравнополочных прокатных уголков (ГОСТ8510) состоит из 66 типоразмеров, при этом размеры полок изменяются в пределах 16...250 мм, а толщины в пределах 3..20 мм. На чертежах прокатные уголки обозначаются уголковым знаком и двумя (для равнополочных уголков) или тремя (для неравнополочных уголков) числами, например: $\angle 75 \times 8$, где первая цифра обозначает размер полки, а вторая - толщину полки; $\angle 250 \times 160 \times 20$, где первые два числа обозначают размеры полок, а третья - толщину полки. Уголки гнутые также бывают равнополочные и неравнополочные. Для их обозначения на чертежах перед уголковым знаком ставятся две буквы "Гн", например: Гн $\angle 120 \times 6$. Длина холодногнутых профилей определяется длиной листовых заготовок.

Сортамент прокатных швеллеров (ГОСТ8240) включает в себя швеллеры с уклоном внутренних граней полок и с параллельными гранями полок. Сортамент первых и вторых состоит из 22-х типоразмеров. На чертежах швеллеры обозначаются знаком "[L" и числом, которое обозначает высоту швеллера в "см", например: [40. При параллельных гранях добавляется буква «п» например, [40п.

Сортамент двутавров включает в себя двутавры с уклоном внутренних граней полок (ГОСТ8239) и с параллельными гранями полок (ГОСТ26020). Количество типоразмеров двутавров с уклоном внутренних полок равно 28. На чертежах такие двутавры обозначаются знаком "I" и числом, обозначающим высоту двутавра в "см", например I24. Двутавры с параллельными гранями полок подразделяются на двутавры нормальные (обозначаются буквой "Б"), широкополочные (Ш), колонные (К) и колонные уширенные (КУ). Пример обозначения широкополочного двутавра: I100Ш2, где "100" - это номинальная высота сечения в "см", Ш - широкополочный, "2" - номер двутавра с номинальной высотой, равной 100см. Аналогичную классификацию имеют и тавры, к указанным выше буквенным символам добавляется буква "Т". Пример обозначения широкополочного тавра: Т20ШТ2. Длины уголков, швеллеров, двутавров и тавров находятся в интервале 4...13 м.

Кроме указанных профилей, сортамент содержит трубчатые профили (круглые и прямоугольные), крановые и железнодорожные рельсы, сталь квадратную и круглую, профили для оконных и фонарных переплетов.

Раздел V. СОЕДИНЕНИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ.

Тема 5.1. Сварные соединения. Стыковые и угловые швы, конструирование и расчет

5.1.1. Сварные соединения, виды сварки, материалы для сварных соединений.

В настоящее время сварка является основным видом соединений при изготовлении металлических конструкций. Примерно 90% всех металлоконструкций изготавливаются с применением сварки.

По способу механизации сварку подразделяют на ручную, автоматическую и полуавтоматическую. При ручной сварке в качестве сварочных материалов используют электроды с защитным покрытием, которые подразделяются по типам: Э42, Э42А, Э46, Э46А, Э50, Э50А, Э60, Э70. Буква "Э" обозначает "электрод", а цифра указывает временное сопротивление наплавленного металла электрода в кН/см². Если к обозначению типа электрода добавляется буква "А", то это свидетельствует о повышенной пластичности наплавленного металла электрода. Такие электроды используются для сварки конструкций работающих на динамические нагрузки.

При автоматической и полуавтоматической сварке используются сварочная проволока без каких-либо защитных покрытий или порошковая проволока. В первом случае, для защиты дуги и жидкого металла от окружающего воздуха, используют флюс (гранулированный порошок) или защитный газ. Во втором случае защитные функции выполняет порошок, располагаемый во внутренней полости порошковой проволоки. Выбор сварочных материалов осуществляется по нормативным документам [8] в зависимости от прочности металла и условий эксплуатации конструкций (табл. 5.1).

Допускается использование сварочных материалов, не указанных в таблице 5.1, при этом механические характеристики наплавленного металла с их применением должны быть не ниже характеристик, обеспечиваемых применением материалов, указанных в таблице.

Таблица 5.1– Материалы для сварки и соответствующие стали

Сталь с пределом текучести f_y , МПа	Сварка в защитном газе ⁵	Сварка под флюсом		Сварка порошковой проволокой	Сварка покрытыми электродами
		Марка проволоки	Марка флюса		
$f_y < 290$	Св-08Г2С	Св-08А, Св-08ГА	АН-348-А, АН-60 ¹ , ПФК-56С ⁴	ПП-АН-3 ПП-АН-8	Э42 ¹ , Э42 А Э46 ¹ , Э46 А
$290 \leq f_y < 590$		Св-10ГА ² Св-10Г2 ² Св-10 НМА	АН-17-М АН-43 АН-47 АН-348А ³ ПФК-56С ⁴		Э50 ¹ Э50А
$f_y \geq 590$ М	Со-08Г2С Св-08ХГСМА Св-10ХГ2СМА	Св-108НМА Св-08ХН2ГМЮ	АН-17-М ПФК-56С ⁴		Э60 Э70

1). Флюс АН-60 и электроды Э42, Э46 и Э50 следует применять для конструкций групп 2, 3, 4 при расчетных температурах, равных или выше -45 градусов С (классификация стальных конструкций по группам приведена в табл. 50, [8] ;
 2). Не применять с флюсом АН-43;
 3). Для флюса АН-348-А требуется дополнительный контроль механических свойств наплавленного металла при сварке элементов всех толщин при расчетных температурах ниже -45°С. При температуре, равной или выше -45°С дополнительный контроль требуется только при толщинах свыше 32 мм;
 4). Керамический флюс;

Типы сварных швов и соединений. По конструктивному признаку сварные швы подразделяются на *стыковые* и *угловые*. Стыковые швы соединяют элементы, расположенные в одной плоскости, а угловые швы - элементы, расположенные в разных плоскостях. На рис. 5.1 приведены типы сварных соединений: стыковыми швами - а) – листов и уголков; угловыми швами - б) – нахлесточное, в) – в тавр, г) – в угол.

Стыковые швы наиболее рациональны по расходу присадочного материала, плавная передача силового потока, имеет место наименьшее количество концентраторов напряжений, удобны для проведения контроля.

В соединения с угловыми швам наблюдается неравномерное распределение силового потока, вызывающее концентрацию напряжений,

поэтому такие соединения не рекомендуются применять в конструкциях, воспринимающих переменные или динамические нагрузки, а также эксплуатируемых при низких температурах.

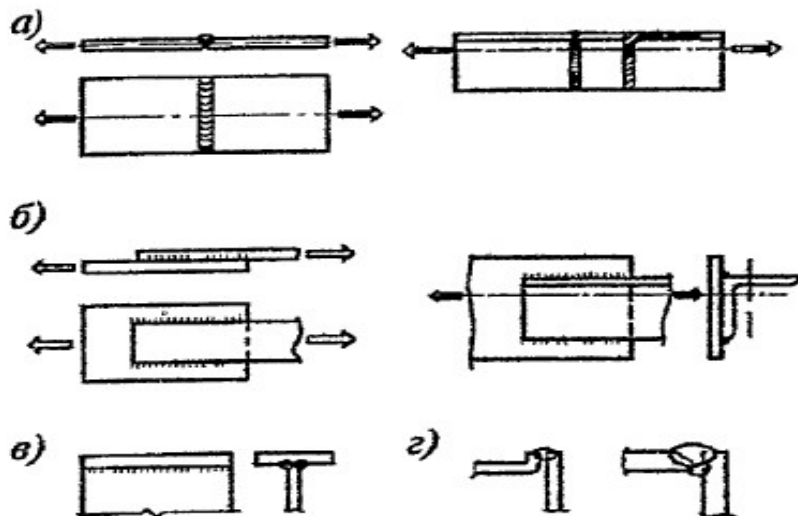


Рис. 5.1 Типы сварных соединений: стыковыми швами - а) – листов и уголков; угловыми швами - б) – нахлесточное, в) – в тавр, г) – в угол.

Для качественного выполнения сварного шва с полным проваром предусматривают различные формы разделки кромок (рис. 5.2), которые назначают в зависимости от вида сварки и толщины свариваемых элементов.

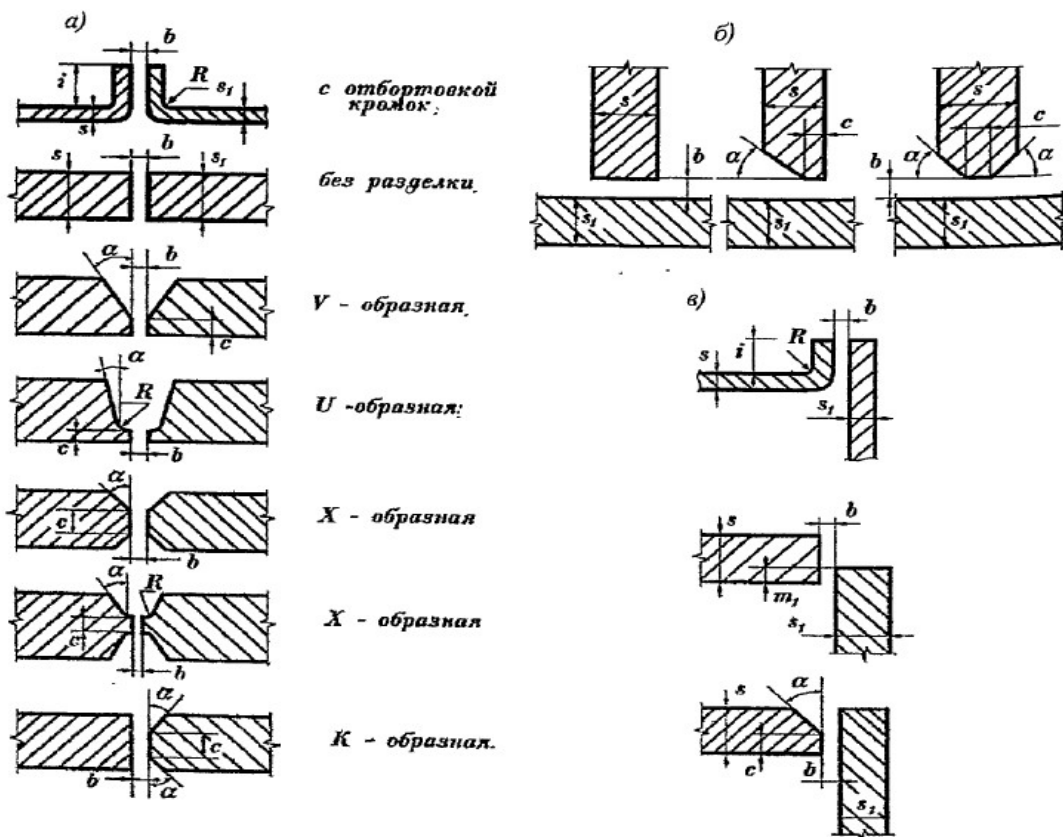


Рис. 5.2 Форма подготовки кромок свариваемых элементов: а) – стыковых соединений; б) – угловых соединений; в) - соединений в угол.

Разделка кромок выполняют не только для стыковых, но и для угловых швов.

5.1.2. Расчет стыковых соединений .

Расчет стыковых сварных соединений выполняют в предположении, что распределение напряжений в сварном шве равномерное, в этом случае шов должен быть с полным проваром и качественным, без подрезов и непроваров, с полной заваркой концов. В случае односторонней сварки необходимо производить подварку корня шва или варить на подкладке (рис. 5.3).

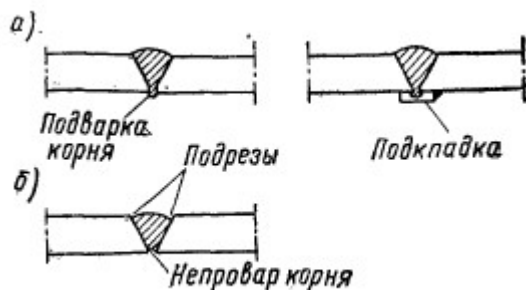


Рис.5.3 Шов встык: а) – правильный, с полным проваром; б) – с дефектами.

Расчет сварных стыковых соединений при действии осевой силы N (рис. 5.4, а)), изгибающего момента M (рис. 5.4, г)) и поперечной силы Q следует проверять по формулам:

– при осевой силе:

$$\sigma_{w,N} = \frac{N}{t_w \cdot l_w \cdot \gamma_c} \leq R_{wy}, ; \quad (5.1)$$

– при изгибающем моменте:

$$\sigma_{w,M} = \frac{6M}{t_w \cdot l_w^2 \cdot \gamma_c} \leq R_{wy}, ; \quad (5.2)$$

– при поперечной силе:

$$\tau_{w,Q} = \frac{Q}{t_w \cdot l_w \cdot \gamma_c} \leq R_{ws}, ; \quad (5.3)$$

где $R_{wy} = R_y$ - расчетное значение прочности стыкового шва, по пределу текучести, растяжению и изгибу (с физическими методами контроля), сжатию; $R_{wy} = 0,85R_y$ - тоже, растяжению и изгибу,

но без физических методов контроля; расчетные характеристики стали R_y принимаются по наиболее толстому из свариваемых элементов;

$R_{ws} = R_s$ - расчетное значение прочности стыкового шва срезом по пределу текучести;

$t_w = t$, где t - меньшая из толщин соединяемых элементов;

$l_w = l - 2t$ - расчетная длина шва, равная полной его длине, уменьшенной на $2t$, или полной его длине при сварке элементов с использованием выводных планок (рис. 5.4, б)). После сварки, выводные планки обрезают, торцы листов зачищают абразивным кругом;

При действии на соединение одновременно осевой силы N , изгибающего момента M и поперечной силы Q в наиболее напряженной точке сечения проверка прочности выполняется по приведенному напряжению

$$\sqrt{(\sigma_{w,N} + \sigma_{w,M})^2 + 3\tau_{w,Q}^2} \leq R_{wy}; \quad (5.4)$$

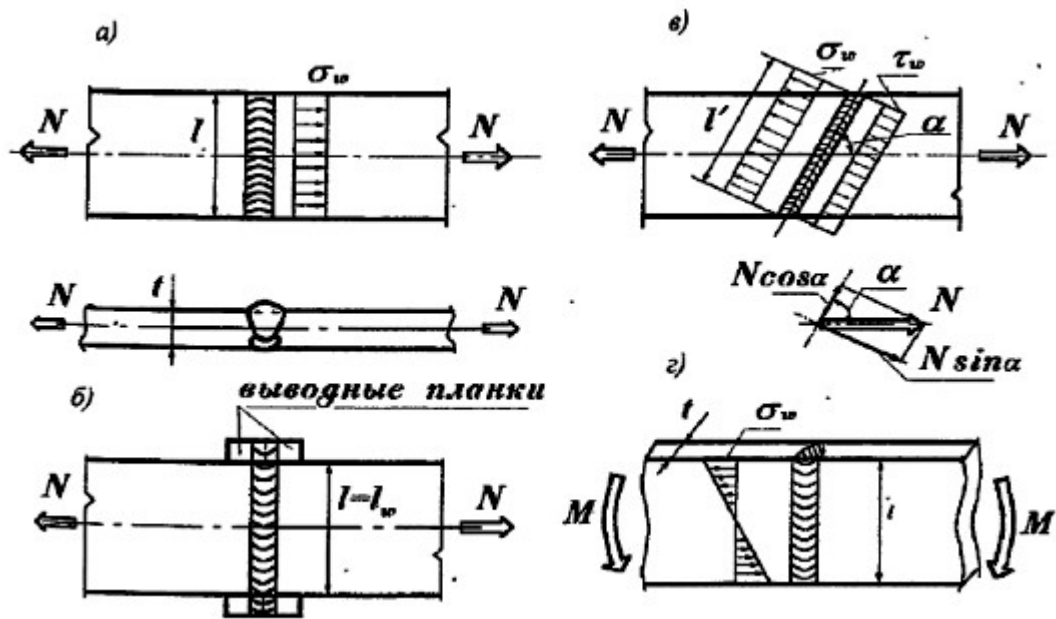


Рис.5.4 К расчету стыковых соединений на продольную силу: а) – листов, б) – листов с планками, в) – листов с косым швом; на изгиб: г) – листов.

В тех случаях, когда условие прочности (5.1) не выполняется, рекомендуется применять косой шов (рис. 5.4, в)). Проверку прочности косого шва выполняют по формуле

$$\sqrt{\sigma_w^2 + 3\tau_w^2} \leq R_{wy}, \quad (5.5)$$

где $\sigma_w = N \sin \alpha / t_w \cdot l'_w \cdot \gamma_c \leq R_{wy}$, $\tau_w = N \cos \alpha / t_w \cdot l'_w \cdot \gamma_c \leq R_{ws}$;

$l'_w = l_w / \sin \alpha$ - расчетная длина косого шва.

При расчете сварных стыковых соединений элементов из сталей с соотношением $f_u / \gamma_u > f_y$, эксплуатация которых возможна и после достижения сталью предела текучести, а также из стали с $f_y > 440 \text{ МПа}$ в формулах (5.1) – (5.4), вместо R_{wy} следует принимать R_{wu} / γ_u , где $R_{wu} = R_u$, $\gamma_u = 1,3$, (необходимо применять только с физическими методами контроля шва).

5.1.3. Расчет соединений с угловыми швами

В зависимости от ориентации углового шва относительно линии действия осевого усилия угловые швы подразделяются на лобовые и фланговые (рис. 5.5).

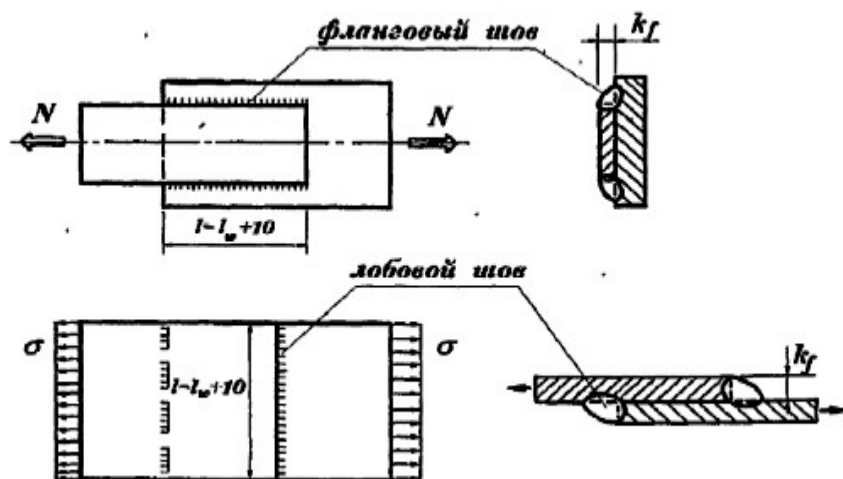


Рис.5.5 Типы угловых швов (фланговые и лобовые).

Распределение напряжений по длине углового шва неравномерно. Наиболее нагруженные участки, например, для флангового шва (Рис. 5.6), находятся в начале и в конце соединения в угловом шве. Появление трещины в шве начинается по торцам (концентрация напряжений), что приводит к его разрушению.

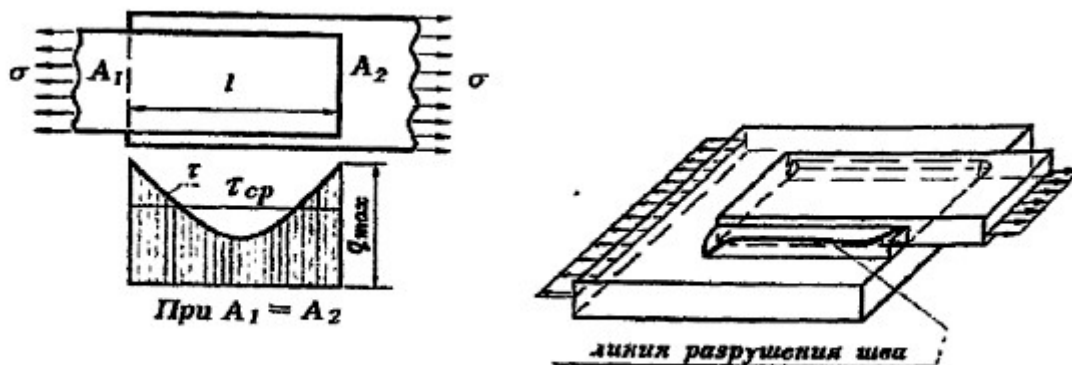


Рис.5.6 Распределение напряжений и разрушение углового флангового шва.

Проверка прочности сварных соединений с применением угловых швов производится по двум сечениям:

- по металлу шва (рис. 5.7, сечение 1);
- по металлу границы сплавления (рис. 5.7, сечение 2).

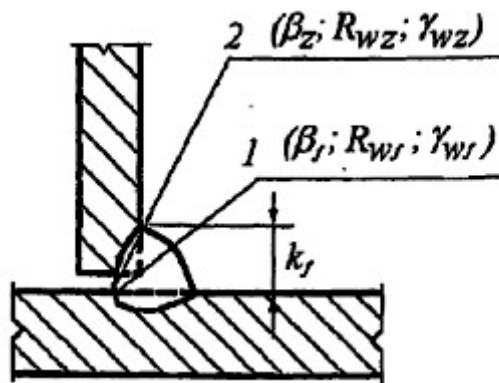


Рис. 5.7 Схема расчетных сечений сварного соединения с угловыми швами: 1 – по металлу шва; 2 – по металлу границы сплавления.

Катеты сварных швов (k_f) следует принимать, как правило, с соотношением размеров 1:1. При разных толщинах свариваемых элементов допускается принимать швы с неравными катетами, при этом, за расчетный катет шва принимается $k_{f.min}$. Катет углового шва должен удовлетворять требованиям расчета и быть, как правило, не менее указанного в таблице 5.3 в зависимости от толщины более толстого из свариваемых элементов, чтобы обеспечить провар со стороны толстого элемента. Также (k_f) должен быть не более $1,2t$, где t – наименьшая из толщин свариваемых элементов, чтобы исключить прожог более тонкого из свариваемых элементов. Для прокатных кромок полок уголков, двутавров и швеллеров $k_{f,max}$ не должен превышать $0,9t$.

Расчет сварных соединений с угловыми швами при действии продольной и поперечных сил следует выполнять на срез (условный) по одному из двух опасных сечений (см. рис. 5.7) по формулам:

–по металлу шва

$$\frac{N}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} \leq R_{wf}, \quad (5.6)$$

–по металлу границы сплавления

$$\frac{N}{\beta_z \cdot k_f \cdot l_w \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c} \leq R_{wz}, \quad (5.7)$$

где β_f и β_z – коэффициенты условия сварки, учитывающие глубину проплавления шва и границы сплавления в зависимости от вида сварки и положения шва (табл.5.2 или табл. 34, [8]);

l_w - расчетная длина сварного шва, принимаемая меньше его полной длины на 10мм;

γ_{wf} и γ_{wz} - коэффициенты условий работы шва, равные 1, кроме районов с температурами эксплуатации ниже минус 40°С (см.п. 11.2, [8]);

γ_c - коэффициент условия работы (см. табл.6, [8]);

R_{wf} - расчетное значение прочности углового шва по металлу шва, зависящее от прочности металла сварочной проволоки, принимается равным $R_{wf} = 0,55f_{wu}/\gamma_{wm}$, здесь f_{wu} – предел прочности наплавленного металла шва, $\gamma_{wm} = 1,25$ - коэффициент надежности по материалу; значения R_{wf} приведены в табл. 5.4.

R_{wz} - расчетное значение прочности углового шва по металлу границы сплавления, зависящее от прочности металла соединяемых элементов и принимается равным $R_{wz} = 0.45f_u$, здесь f_u – меньшее значение предела прочности соединяемых элементов.

Табл. 5.2 – Значения коэффициентов β_f и β_z

Вид Сварки и диаметр сварочной проволоки	Положение шва	Коэффициенты	Значения коэффициентов β_f и β_z при нормальных режимах сварки и катетах швов $K_f, мм$			
			3-8	9-12	14-16	св. 16
Автоматическая при $d=3-5 мм$	В лодочку	β_f	1,1			0,7
		β_z	1,15			1,0
	Нижнее	β_f	1,1	0,9	0,9	0,7
		β_z	1,15	1,05	1,05	1,0
Автоматическая и механизированная при $d=1,4-2 мм$	В лодочку	β_f	0,9		0,8	0,7
		β_z	1,05		1,0	
	Нижнее, горизонтальное, вертикальное	β_f	0,9	0,8	0,7	
		β_z	1,05	1,0		
Ручная; механизированная при $d < 1,4 мм$ или порошковой проволокой	В лодочку	β_f	0,7			
	Нижнее, горизонтальное, вертикальное	β_z	1,0			

При проектировании сварного соединения с угловыми швами на действие продольной и поперечной силы удобнее определять необходимую длину сварного шва из выражений (5.6) или (5.7), при этом катетом шва задаются. В общем виде расчетная длина углового шва будет равна

$$l_w = N/k_f(\beta R_w)_{min}\gamma_c \gamma_{wf} \quad (5.8)$$

где $(\beta R_w)_{min}$ - меньшая из величин $\beta_f R_{wf}$ или $\beta_z R_{wz}$.

Если длина флангового шва l_w оказалась больше допустимой расчетной длины, равной $85\beta_f k_f$, то рациональнее определять k_f исходя из его допустимой длины

$$k_f \geq \sqrt{N/85\beta_f k_f \gamma_{wf} (\beta \cdot R_w)_{min}} \quad (5.9)$$

Расчет на изгиб и поперечную силу, например, листа, приваренного двумя угловыми швами (рис. 5.8 а)) выполняют по равнодействующим напряжениям в наиболее напряженной точке.

По металлу шва

$$\sqrt{[6M/(2\beta_f k_f l_w^2)]^2 + [Q/(2\beta_f k_f l_w)]^2} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \quad (5.10)$$

По границе сплавления

$$\sqrt{[6M/(2\beta_z k_f l_w^2)]^2 + [Q/(2\beta_z k_f l_w)]^2} \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c \quad (5.11)$$

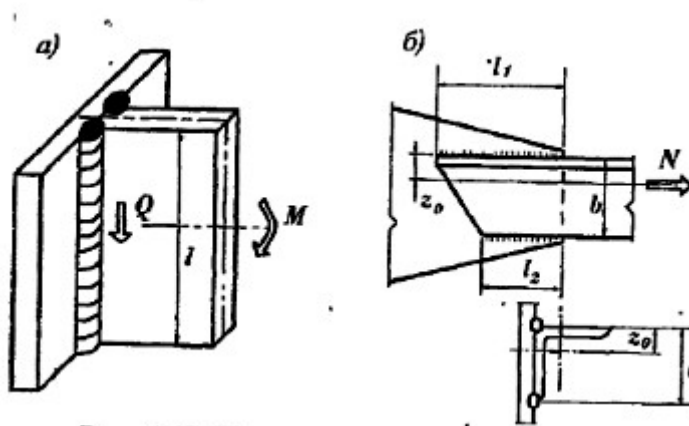


Рис. 5.8 К расчету сварных соединений с угловыми швами: а) – на момент и поперечную силу; б) – приварка уголка.

При прикреплении угловыми швами несимметричных профилей, например уголков к фасонке ферм (рис. 5.8, б)), необходимо учитывать неравномерное распределение усилия между двумя швами. Усилие N распределяется обратно пропорционально расстояниям от сварных швов до оси элемента. Тогда усилие, воспринимаемое сварными швами на обушке $N_1 = N \frac{b-z_0}{b} = \alpha N$ и на пере $N_2 = N \frac{z_0}{b} = (1 - \alpha)N$. Подставляя найденные

значения усилий в формулу (5.8), можно вычислить длину сварных швов по обушку l_1 и перу l_2 при заданных катетах k_{f1} k_{f2} .

Значение коэффициента α зависит от типа уголков и в расчетах может быть принято: для равнобоких уголков равным 0,7; для неравнобокого уголка, прикрепляемого малой полкой 0,65; для неравнобокого уголка, прикрепляемого большой полкой 0,75.

Таблица 5.3 – Минимальный катет угловых швов

Вид соединения	Вид сварки	Предел текучести стали, кН/см ²	Минимальные катеты швов k_f , мм, при толщине более толстого из свариваемых элементов t , мм						
			4-5	6-10	11-16	17-22	23-32	33-40	41-80
Тавровое с двусторонними угловыми швами; нахлесточное и угловое	Ручная	До 43	4	5	6	7	8	9	10
		Св. 43 До 53	5	6	7	8	9	10	12
	Механи- зированная	До 43	3	4	5	6	7	8	9
		Св. 43 До 53	4	5	6	7	8	9	10
Тавровое с односторонними угловыми швами	Ручная	До 38	5	6	7	8	9	10	12
	Механи- зированная		4	5	6	7	8	9	10

Примечания:

1. При $f_y > 590$ МПа, а также при $t > 80$ мм k_{fmin} принимается по специальным техническим условиям.

2. В конструкции группы 4 при односторонних швах k_{fmin} следует уменьшать на 1 мм при $t \leq 40$ мм и на 2 мм при $t > 40$ мм.

Таблица 5.4 Сварочные материалы и расчетные значения прочности
углового шва срезу (условному) по металлу шва R_{wf} , МПа

Тип электрода	Марка проволоки	R_{wf} , МПа
Э42, Э42А	Св-08, Св- 08 А	180
Э46, Э46А	Св-08 ГА	200
Э50, Э50А	Св-10ГА, Св-08ГА2С, Св-08Г2СЦ, ПП-АН8, ПП- АНЗ	215
Э60	Св-08Г2С ¹ , Св-08Г2СЦ ¹ Св-10НМА, Св-10Г2	240
Э70	Св-10ХГ2СМА, Св- 8ХН2ГМЮ	280
Э85	–	340
1) Только при $k_f \leq 8$ мм и при $f_y \geq 440$ Мпа.		

В рабочих соединениях угловые швы выполняют сплошными по всей длине.

Прерывистые угловые швы допускается применять для соединений в конструкциях группы 4 (табл. 50, [8]) при избыточной несущей способности непрерывного шва минимального размера, а также при реконструируемых конструкциях группы 3, эксплуатируемых в неагрессивных или слабоагрессивных средах. Размеры сварного шва должны соответствовать требованиям, приведены в данном разделе. Расстояние между участками сварных швов не должно превышать одного из значений: 200мм, $12t_{min}$ – в сжатом элементе (t_{min} – толщина самого тонкого из соединяемых элементов), $16 t_{min}$ - в растянутом элементе. В конструкциях группы 4 расстояние между участками шва допускается увеличивать на 50%. Сварные швы по концам соединяемых элементов выполняют длиной не менее $0,75b$, где b - ширина более узкой из соединяемых пластин.

Односторонние угловые швы в расчетных соединениях не допускаются. В не расчетных соединениях односторонние угловые швы допускаются при следующих условиях:

- температура эксплуатации не должна быть ниже минус 45°С;
- среда эксплуатации не агрессивная или слабоагрессивная».

5.1.4. Конструктивные требования к сварным соединениям

Образование сварных соединений сопровождается появлением сварочных напряжений и деформаций. Для уменьшения сварочных напряжений и деформаций следует придерживаться следующих рекомендаций: катеты сварных швов назначать по возможности минимально допустимыми; не допускать пересечения сварных швов и близкого их расположения; располагать сварные швы симметрично относительно центра тяжести сечения. Сварочные напряжения и деформации могут быть уменьшены также с помощью технологических мероприятий: правильным выбором параметров сварки и очередности выполнения сварных швов.

Другим отрицательным следствием сварки является концентрация напряжений в основном металле в местах расположения сварных швов. Для уменьшения этого явления следует ограничивать наименьшее значение как катета шва, так и расчетной длины. Наименьшее значение катета зависит от наибольшей толщины соединяемых элементов (чем больше толщина, тем больше катет), от глубины проплавления (при автоматической сварке меньше, чем при ручной) и от прочности металла соединяемых элементов (чем выше прочность, тем больше катет). Наименьшее значение катета шва, обусловленное технологией сварки равно 3 мм для автоматической и полуавтоматической сварки и 4мм для ручной сварки. Катеты швов могут иметь только целые значения, при этом до 10 мм они могут иметь как четные, так и нечетные значения, а свыше 10 мм, только четные. Расчетная длина сварного шва должна быть не меньше 40 мм или $4k_f$.

Согласно норм, катет сварного шва не должен быть более $1,2t$, где t - меньшая толщина соединяемых элементов. При расположении шва вдоль закругленной кромки, например, вдоль полки уголка, наибольшее значение катета уменьшается и составляет 0.9 от толщины уголка.

С другой стороны, для сокращения трудозатрат катеты сварных швов следует назначать такими, чтобы их можно было выполнить за один проход, так как при многопроходном шве требуется зачистка каждого предыдущего слоя наплавленного металла от шлака и брызг. С этой точки зрения, оптимальный размер катета следует принимать равным 6- 8мм. При сварке "в лодочку" размер катета сварного шва выполняемого за один проход увеличивается примерно в полтора раза для ручной и полуавтоматической сварки и в два раза- для автоматической.

Наибольшие напряжения возникают по краям сварного шва, уменьшаясь к его середине. При слишком длинных швах их средняя часть оказывается не вовлеченной в работу, и тогда несущая способность сварного шва с увеличением его длины не возрастает. Согласно норм, расчетная длина

сварного углового шва не должна превышать $85 \cdot \beta \cdot k_f$. Исключение составляют сварные швы, усилия на которые передаются непрерывно по их длине, например, поясные швы в составных балках.

При соединении в стык толстых элементов необходимо для полного проплавления предусматривать разделку кромок. При односторонней ручной сварке разделку кромок следует предусматривать при толщине более 8 мм, при полуавтоматической - более 12 мм и при автоматической более 14 мм. Если сварка двусторонняя, то наименьшая толщина, при которой требуется разделка кромок, увеличивается в 1.5 раза.

Тема 5.2. Болтовые и заклепочные соединения.

5.2.1. Область применения, виды болтов. Кроме сварки в металлических конструкциях применяют болтовые и заклепочные соединения. Болтовые соединения применяют преимущественно при монтаже, вследствие простоты установки болтов, не требуется специальное оборудование, отсутствуют горячие процессы, существенно снижается трудоемкость монтажа конструкций по сравнению со сварными и заклепочными соединениями. Вместе с тем изготовление болтовых соединений более трудоемко, усложняется конструктивная форма из-за выполнения отверстий, несколько увеличивается расход металла.

В связи с развитием сварки и соединений на высокопрочных болтах, заклепочные соединения в стальных конструкциях применяются в отдельных случаях: при наличии динамических и вибрационных нагрузок (балки железнодорожных мостов, подкрановые балки по краны с тяжелым режимом работы и другие аналогичные конструкции). Процесс постановки заклепок очень трудоемок, присутствуют сложные горячие процессы особенно на монтаже.

В соединениях стальных конструкций применяют обычные болты, высокопрочные болты и болты анкерные (фундаментные). Обычные и высокопрочные болты применяются для соединения элементов друг с другом, анкерные – для соединения конструкций с фундаментами.

Обычные болты изготавливают грубой, нормальной и повышенной точности или классов С, В и А соответственно. Для расчетных соединений используются болты класса прочности В и А для нерасчетных – С. Болты грубой и нормальной точности изготавливают из углеродистой стали, болты повышенной точности – из углеродистой и легированной стали.

Соединения образуются постановкой болтов в проколотые или просверленные отверстия с последующим закручиванием гаек. Под гайку, а иногда и под головку болта, ставят шайбу

Болты класса точности "С" допускает плюсовые и минусовые допуски при изготовлении болта. Например, при номинальном диаметре болта 20 мм его фактический диаметр может быть в интервале 19.45...20.84 мм. Тоже допускается для болтов класса точности "В", но в меньшем интервале. Болты класса точности "А" могут иметь только минусовые допуски на диаметр стержня - около 0.25 – 0.3 мм.

Болты точности "С" и "В" ставят в отверстия, диаметр которых, соответственно, на 2...3 мм и на 1 – 1,5мм больше диаметра стержня болта. При сборке соединений на болтах точности "С" и "В" допускается несовпадение ("чернота") отверстий. Соединения на болтах класса точности "В" и "С" являются более простыми в изготовлении (отверстия можно сверлить или колоть отдельно в каждом соединяемом элементе), но такие соединения являются более деформативными и в них возможна неравномерность в распределении усилия между болтами.

Болты точности "А" ставятся в отверстия, равные диаметру болта ("чернота" здесь не допускается). Соединения на болтах класса точности "А" являются более трудоемкими, но зато менее деформативными. Такие соединения используются преимущественно в конструкциях, работающих на динамические нагрузки. При динамических нагрузках для предотвращения самооткручивания гаек следует использовать контргайки или пружинные шайбы, если соединение работает на сдвиг.

По прочности болты подразделяются на классы прочности. Класс прочности болта указывается на головке и определяется двумя цифрами, разделенными точкой. Для соединений стальных конструкций используют болты следующих классов прочности: 4.6, 5.6, 4.8, 5.8, 6.6, 8.8, 10.9. Первая цифра, умноженная на 10, - это временное сопротивление в кН/см²; произведение первой и второй цифр равно пределу текучести металла также в кН/см². Выбор болтов производится в зависимости от климатического района, вида нагрузки (статическая или динамическая) и вида напряженного состояния (растяжение или срез).

Высокопрочные болты. Болты классов прочности 8.8 и 10.9 относятся к высокопрочным, изготавливаются из углеродистой стали 35 или легированной стали высокой прочности, например, 40Х, 40ХФА, 38ХС и др. соответственно. Готовые болты термически упрочняются. Высокопрочные болты являются болтами нормальной точности, их ставят в отверстия большего диаметра, чем болт, но их гайки затягивают тарировочным ключом, позволяющим создать и контролировать силу натяжения болтов. Большая сила натяжения болта плотно стягивает соединяемые элементы и обеспечивает монолитность соединения. При действии на такое соединение сдвигающих сил между соединяемыми элементами возникают силы трения, препятствующие сдвину этих элементов относительно друг друга. Таким образом, высокопрочный болт, работая на осевое растяжение, обеспечивает передачу сил сдвига трением между соединяемыми элементами, именно поэтому подобное соединение называется **фрикционным**. Для увеличения сил трения поверхности элементов в месте стыка очищают от грязи, масла, ржавчины, окалина металлическими щетками, пескоструйным аппаратом и другими способами. Под гайку и головку болта обязательно устанавливаются шайбы.

При размещении болтов ограничиваются как минимальные расстояния между болтами, так и максимальные. Минимальные расстояния определяются из условия прочности металла соединяемых элементов, максимальные - из условия плотности соединений. Из этих же условий определяются минимальные и максимальные расстояния от центра болта до края элемента. При размещении болтов следует также учитывать минимальные расстояния, необходимые для закручивания гаек.

5.2.2. Расчет соединений на обычных болтах

Расчет на срез и смятие. Если внешнее усилие направлено перпендикулярно к оси болта (см. рис. 5.5), то несущая способность болтового соединения определяется как прочностью металла болта, так и прочностью металла соединяемых элементов.

Внешнее усилие стремится сдвинуть соединяемые элементы относительно друг друга, болты препятствуют этому сдвигу, в них возникают деформации от изгиба стержня болта. Металл болта находится в сложном напряженном состоянии, в нем возникают напряжения от изгиба, растяжения, среза и скручивания. Под действием этих напряжений по плоскости среза происходит срез болта (см. рис. 5.5,а) .

Также в сложном напряженном состоянии находятся и соединяемые элементы. При сдвиге болтов на стенку листов действуют сминающие

напряжения. В соединяемых элементах возникают напряжения растяжения, сжатия и смятия, при этом имеет место концентрация напряжений (неравномерное распределение напряжений по сечению) (см. рис. 5.5,б)). Под действием этих напряжений происходит смятие и выкол листа.

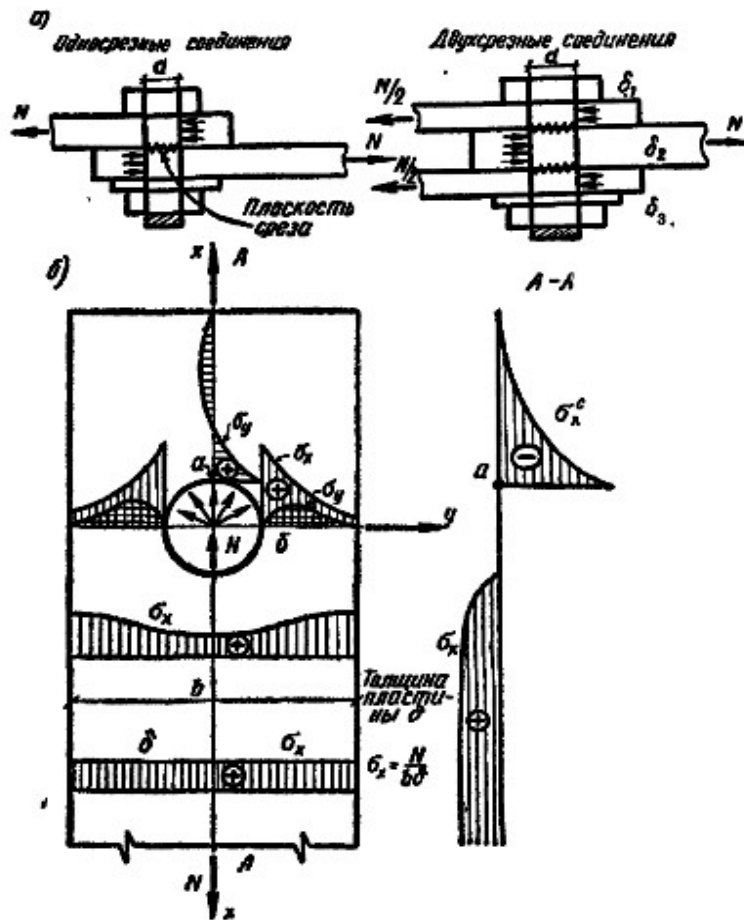


Рис. 5.5. Работа болтового соединения а) – число площадок среза; б) – напряженное состояние листа.

Расчет ведут исходя из возможного вида разрушения соединения по срезу болта при толстых соединяемых листах или смятию соединяемых элементов при тонких листах:

а) расчетное усилие, которое может быть воспринято одним болтом, следует определять по формулам:

на срез

$$N_{bs} = R_{bs} \cdot \gamma_b \cdot A \cdot n_s, \quad (5.12)$$

на смятие:

$$N_{bp} = R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot d \cdot \sum t_{min}, \quad (5.13)$$

где R_{bs} и R_{bp} , - расчетные значения прочности, соответственно, болта - на срез и смятие металла соединяемых элементов (принимаются по табл. 5,[8]);

γ_b - коэффициент условий работы соединения (зависит от класса точности болтов), принимается по табл. 35,[8] ;

A - площадь болта брутто;

n_s - число плоскостей среза в болте; d - диаметр болта; $\sum t_{min}$ - наименьшая сумма толщин элементов, сминаемых в одном направлении;

При расчете болтовых соединений диаметр болта, как правило, предварительно назначается в интервале $(1.0...2) \cdot t$, где t наименьшая толщина крайних элементов. В монтажных соединениях рекомендуется диаметр болтов принимать не меньше 16мм.

Требуемое количество болтов определяется по формуле:

$$n = N / (N_{bmin} \cdot \gamma_c) \quad (5.14)$$

где N_{bmin} - меньшее значение расчетного усилия, которое может быть воспринято одним болтом и определяемое по формуле (5.12) или (5.14).

В креплениях одного элемента к другому через прокладки или промежуточные элементы, а также в креплениях с односторонней накладкой количество болтов увеличивается по сравнению с расчетным на 10% (см. рис. 5.6, б)). В болтовых соединениях с применением "коротышей" (см. рис. 5.6, в)), удлиняется путь передачи усилия с одного элемента на другой и, как следствие этого, увеличивается деформативность. Для уменьшения деформативности рекомендуется количество болтов на одной из сторон "коротыша" увеличивать на 50%.

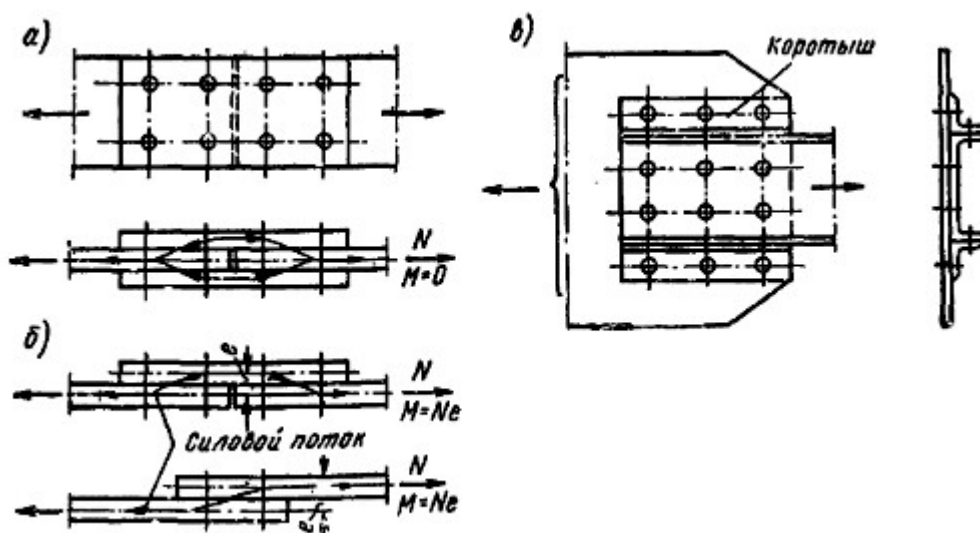


Рис. 5.6. К работе соединения: а) – симметричная передача усилия; б) – несимметричная; в) – с помощью коротышей.

Соединяемые элементы, кроме проверки прочности на смятие, проверяются еще на прочность по ослабленному сечению:

$$\sigma = N/A_n \leq R_y \gamma_c \quad (5.15)$$

где A_n - площадь соединяемого элемента с учетом ослаблений (отверстий под болты).

При действии на болтовое соединение момента, вызывающего сдвиг соединяемых элементов, распределение усилий на болты следует принимать пропорционально расстояниям от центра тяжести соединения до рассматриваемого болта. Расчетное усилие в наиболее нагруженном болте $N_{b,max}$ не должно превышать значения N_{bmin} , где N_{bmin} - меньшее значение расчетного усилия, которое может быть воспринято одним болтом и определяемое по формуле (5.12) и (5.13).

Требования к болтовым соединениям. Болты, имеющие по длине ненарезанной части участки с различными диаметрами, не допускается применять в соединениях, в которых эти болты работают на срез.

Резьба болта, воспринимающего сдвигающее усилие, в элементах структурных конструкций, опор линий электропередач и открытых распределительных устройств, а также в соединениях при толщине наружного элемента до 8 мм должна находиться вне пакета соединяемых элементов. В остальных случаях резьба болта не должна входить вглубь отверстия более чем на половину толщины крайнего элемента со стороны гайки или свыше 5 мм.

В расчетных соединениях с болтами классов прочности А и В (за исключением вспомогательных конструкций) следует предусматривать меры против самоотвинчивания гаек (постановка пружинных шайб, вторых гаек, частичное предварительное натяжение и др.)

На скошенных поверхностях соединяемых деталей и элементов (внутренние грани полок двутавров и швеллеров) под головки болтов или гаек следует устанавливать косые шайбы.

Расчет соединений на растяжение.

Если внешняя сила, действующая на соединение, направлена параллельно продольной оси болтов, то они будут работать на растяжение или, называют еще, работать на отрыв головок (см. рис. 5.7, а)). При статической нагрузке качество отверстий не играет роли при работе болтов на растяжение, поэтому использование болтов повышенной точности не целесообразно, как более дорогое.

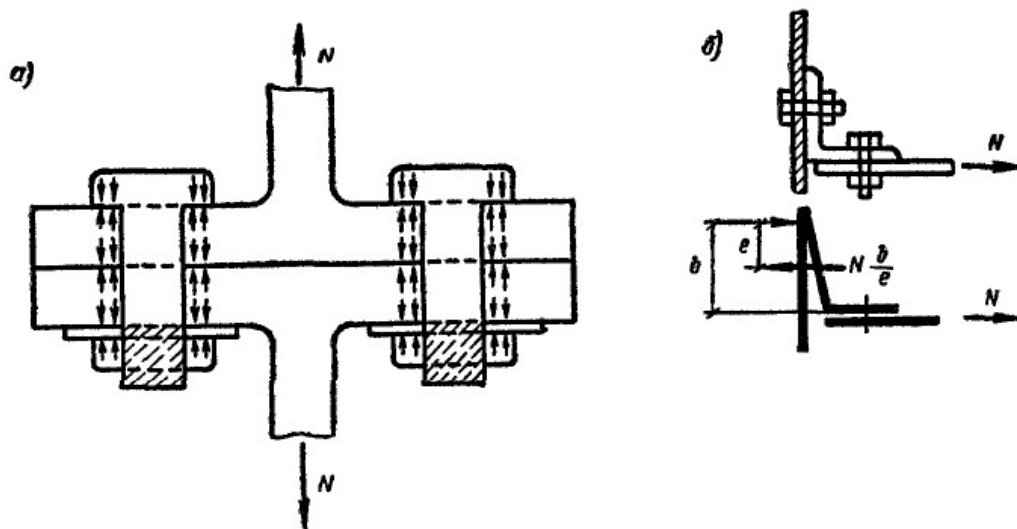


Рис. 5.7. Работа болтов на растяжение
 а) – фланцевое симметричное соединение; б) - несимметричное соединение

Расчетное усилие растяжению, которое может быть воспринято одним болтом, будет равно

$$N_{bt} = R_{bt} \cdot A_{bn}, \quad (5.16)$$

где R_{bt} - расчетные значение прочности болта растяжению;

A_{bn} - площадь сечения болта нетто.

Необходимое количество болтов в соединении, работающего на действие растягивающей силы, приложенной к центру соединения (все болты работают одинаково), определяется по формуле

$$n = N / (N_{bt} \gamma_c) \quad (5.17)$$

При одновременном действии на болтовое соединение сдвигающей и отрывающей силы болты рассчитываются отдельно на срез и на растяжение.

5.3. Соединения на высокопрочных болтах

Расчет прочности соединения на высокопрочных болтах выполняют в предположении, что при действии внешнего усилия, сдвигу соединяемых элементов относительно друг друга препятствуют силы трения между элементами в результате предварительного натяжения болтов, сами болты работают только на растяжение. Расчетное усилие Q_{bh} , которое может воспринимать одна поверхность трения соединяемых элементов, стянутым одним высокопрочным болтом, определяется по формуле:

$$Q_{bh} = R_{bh} \cdot \gamma_b \cdot A_{bn} \cdot \mu_s / \gamma_h, \quad (5.18)$$

где y_b – коэффициент условия работы фрикционного соединения, зависящий от количества «n» болтов в соединении и принимаемый равным:

0,8 при $n < 5$;

0,9 при $5 \leq n < 10$;

1,0 при $n \geq 10$.

A_{bn} - площадь сечения нетто болта;

μ - коэффициент трения, зависящий от способа обработки контактных поверхностей соединяемых элементов (см. табл. 5.5);

n_s - количество контактов соединяемых элементов между собой;

γ_h - коэффициент надежности, зависящий от вида нагрузки (статическая или динамическая), способа обработки поверхностей, разности между номинальными диаметрами отверстий и болтов, способа контроля натяжения болтов (по крутящему моменту или по углу поворота гайки);

R_{bh} - расчетное значение прочности высокопрочного болта растяжению.

$$R_{bh} = 0.7 \cdot R_{bun}, \quad (5.19)$$

где R_{bun} – предел прочности металла болта после термообработки.

Требуемое количество болтов в соединении определяется по формуле:

$$n = N / (Q_{bh} \cdot k \cdot \gamma_c), \quad (5.20)$$

где k – количество плоскостей трения;

γ_c – коэффициент условий работы, определяется по таблице 6, [8];

При действии на фрикционное соединение момента, вызывающего сдвиг соединяемых элементов, распределение усилий на болты следует принимать пропорционально расстояниям от центра тяжести соединения до рассматриваемого болта. Расчетное усилие в наиболее нагруженном болте $N_{b,max}$ не должно превышать значения kQ_{bh} расчетного усилия, которое воспринимается плоскостями трения, стянутых одним высокопрочным болтом, где Q_{bh} определяется по формуле (5.18).

Таблица 5.5. – Коэффициенты μ и γ_h

Способ обработки (очистки) соединяемых поверхностей	Коэффициент трения μ	Коэффициент γ_h при контроле натяжения болтов по моменту закручивания при нагрузке и разности номинальных диаметров отверстий и болтов δ , мм,	
		динамическая при $\delta = 3 - 6$; статическая при $\delta = 5 - 6$	динамическая при $\delta = 1$; статическая при $\delta = 1 - 4$
Дробеметный или дробеструйный двух	0,58	1,35	1,12

поверхностей без консервации			
Газопламенный двух поверхностей без консервации	0,42	1,35	1,12
Стальными щетками двух поверхностей без консервации	0,35	1,35	1,17
Без обработки	0,25	1,70	1,30
Примечание – При контроле натяжения болтов по углу поворота гайки значения γ_n следует умножать на 0,9			

Расчет на прочность соединяемых элементов, ослабленных отверстиями во фрикционном соединении, следует выполнять с учетом того, что половина усилия, приходящегося на каждый болт, в рассматриваемом сечении уже передана силами трения. При этом проверку ослабленных сечений следует выполнять по формуле (5.15):

- при подвижных, вибрационных и других динамических нагрузках – по площади сечения нетто A_n ;
- при статических нагрузках – по площади сечения брутто A (при $A_n \geq 0,85A$) или по условной площади $A_c = 1,18 A_n$ (при $A_n < 0,85A$).

Конструктивные требования. Диаметр болта во фрикционном соединении следует принимать из условия: $\sum t \leq 4d$, где $\sum t$ – суммарная толщина соединяемых элементов, сминаемых в одном направлении, d – диаметр болта.

Во фрикционных соединениях с большим количеством болтов их диаметр следует назначать возможно большим.

При проектировании фрикционных соединений следует обеспечивать возможность свободного доступа для установки болтов, плотного стягивания пакета болтами и закручивания гаек с применением динамометрических ключей, гайковертов и др».

5.3.1 Расположение отверстий для болтов.

Болты (в том числе высокопрочные) следует размещать согласно требованиям таблицы 5.6, при этом в стыках и узлах - на минимальных расстояниях, а где болты соединительные, конструктивные - на максимальных расстояниях. Расположение болтов может быть рядовое и

шахматное (рис. 5.8). Для удобства центры болтов располагают по прямым линиям – *рискам*, параллельных действующему усилию. Расстояние между соседними рисками называется *шагом*, а расстояние между двумя соседними по риске болтами – *шагом*.

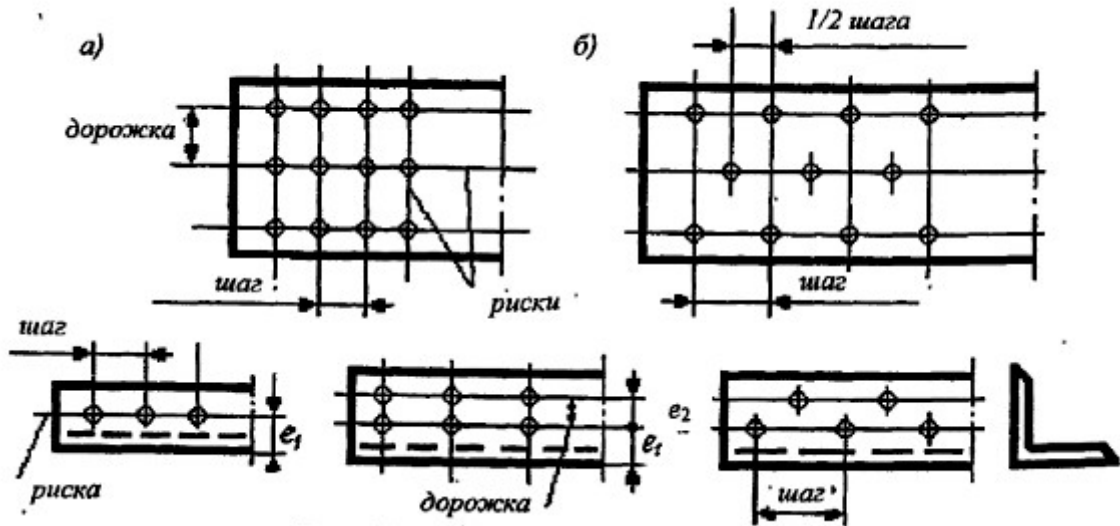


Рис. 5.8. Размещение болтов: а) рядовое; б) – шахматное.

Таблица 5.6. – Расстояния при размещении болтов

Характеристика расстояния и предела текучести соединяемых элементов	Расстояния при размещении болтов
1 Расстояние между центрами отверстий для болтов в любом направлении:	
а) минимальное:	
при $f_y \leq 375$ МПа	$2,5d_o$
при $f_y > 375$ МПа	$3d_o$
максимальное в крайних рядах при отсутствии окаймляющих уголков при растяжении и сжатии	$8d_o$ или $12t$
максимальное в средних рядах, а также в крайних рядах при наличии окаймляющих уголков:	
при растяжении	$16d_o$ или $24t$
при сжатии	$12d_o$ или $18t$
2 Расстояние от центра отверстия для болта до края элемента	
а) минимальное вдоль усилия:	
при $f_y \leq 375$ МПа	$2d_o$
при $f_y > 375$ МПа	$2,5d_o$
б) то же, поперек усилия:	
при обрезных кромках	$1,5d_o$
при прокатных кромках	$1,2d_o$
в) максимальное	$4d_o$ или $8t$
минимальное во фрикционных соединениях при любой кромке и любом направлении усилия	$1,3d_o$

3 Расстояние минимальное между центрами отверстий вдоль усилия для болтов, размещенных в шахматном порядке	$p_2 + 1,5d_o$
<p>Обозначения, принятые в таблице t – толщина наиболее тонкого наружного элемента;</p> <p>Примечания</p> <p>1 Диаметр отверстий следует принимать: для болтов класса точности А $d_o = d$; для болтов класса точности В в конструкциях опор высоковольтных линий электропередач, открытых распределительных устройств подстанций $d_o = d + 1$ мм, в остальных случаях $d_o = d + (1; 2$ или 3 мм), где d– диаметр болта.</p> <p>2 В одноболтовых соединениях элементов решетки (раскосов и распорок), кроме постоянно работающих на растяжение, при толщине элементов до 6 мм из стали с пределом текучести до 375 МПа расстояние от края элемента до центра отверстия вдоль усилия допускается принимать $e_1 = 1,5d_o$ (без допуска при изготовлении элементов в сторону уменьшения, о чем должно быть указано в проекте).</p> <p>3 При размещении болтов в шахматном порядке на расстоянии, не менее указанного в позиции 3, сечение элемента A_n следует определять с учетом ослабления его отверстиями, расположенными в одном сечении поперек усилия (не по зигзагу).</p>	

При прикреплении уголка одной полкой болтами, размещаемыми в шахматном порядке, отверстие, наиболее удаленное от его конца, следует размещать на риске ближайшей к обушку (рис. 5.8, а)). Допускается крепить элементы одним болтом. В фасонном прокате (уголки, двутавры, швеллеры) положение рисок и максимальные диаметры отверстий приведенных нормалях, опубликованных в справочниках.

Содержание практических занятий по разделу V.

Практическое занятие №4. *Конструирование и расчет сварных соединений*

Пример 5.1.

Рассчитать сварное соединение стальной полосы, работающей на растяжение, встык, выполненное электродуговой ручной сваркой с визуальным контролем (см. рис. V.1). Размер полосы 300x20мм, сталь С245, растягивающая сила $N = 1150$ кН, электроды Э42.



Рис. V.1 Соединение стыковым швом.

Проверка прочности шва выполняется по формуле

$$\sigma_{w,N} = \frac{N}{t_w \cdot l_w \cdot \gamma_c} = \frac{1150 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot (30 - 2 \cdot 2) \cdot 1 \cdot 10^{-4}} = 221,15 \text{ МПа} > R_{wy}, = 204 \text{ МПа};$$

где $R_{wy}, = 0,85 R_y = 204 \text{ МПа}$, здесь $R_y = 240 \text{ МПа}$ (табл. 51, [8]).

Так как прочность шва не обеспечена выполняем сварной шов на выводные планки (см. рис. 5.4, б)), тогда $l_w = 30 \text{ см}$.

Проверяем прочность шва

$$\sigma_{w,N} = \frac{N}{t_w \cdot l_w \cdot \gamma_c} = \frac{1150 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 30 \cdot 1 \cdot 10^{-4}} = 191,6 \text{ МПа} < R_{wy}, = 204 \text{ МПа}. \text{ Прочность шва обеспечена.}$$

Пример 5.2.

Требуется рассчитать прикрепление двух уголков 75x8 к фасонке толщиной $t = 10 \text{ мм}$ (рис. V.2.). Материал – сталь С245; сварка ручная, $\gamma_{wf} = \gamma_{wz} = 1$. Расчет выполнить по несущей способности уголков. $\gamma_c = 1$.

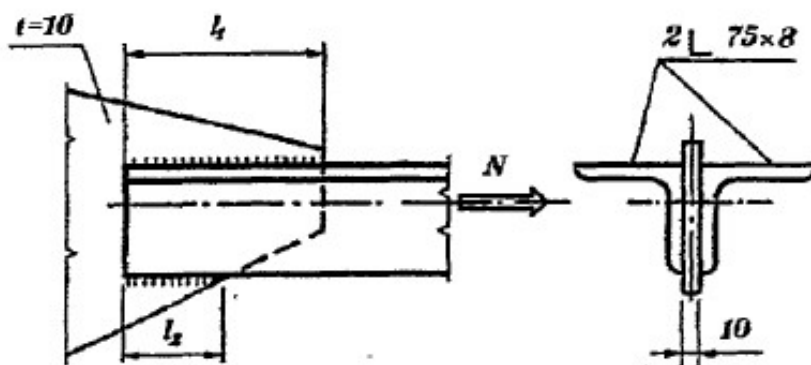


Рис. V.2. К примеру 5.2.

По сортаменту площадь уголка 75x8 - $A = 11,5 \text{ см}^2$. По табл. 51, [8] для стали С245 - $R_y = 240 \text{ МПа}$, $R_u = 360 \text{ МПа}$, тогда несущая способность 2-х уголков равна

$$N = 2 \cdot 11,5 \cdot 10^{-4} \cdot 240 \cdot 1 \cdot 10^3 = 552 \text{ кН.}$$

Сварные швы выполняем электродами Э42 (табл.55*, [8]),

$$R_{wf} = 180 \text{ МПа (табл.56, [8]), } R_{wz} = 0,45 \cdot 360 = 162 \text{ МПа (табл.3, [8]).}$$

По табл. 34* [8] при ручной сварке $\beta_f = 0,7$ и $\beta_z = 1,0$.

Так как значения

$$R_{wf} \beta_f = 180 \cdot 0,7 = 125 \text{ МПа} < R_{wz} \beta_z = 162 \cdot 1,0 = 162 \text{ МПа,}$$

следовательно, расчет сварных угловых швов будем вести по металлу шва.

Принимаем для расчета катеты шва: максимальный катет шва по оболушке $k_{f,max} = 1,2 t_{min} = 1,2 \cdot 8 = 9,6 \text{ мм}$, принимаем $k_{f1} = 8 \text{ мм}$;

по перу - $k_{f,max} = 0,9t_n = 0,9 \cdot 8 = 7,2$ мм, принимаем $k_{f2} = 5$ мм (табл.38, [8]), что соответствует минимальному катету шва при $t_{max}=10$ мм.

Рассчитаем длины сварных швов:

по обушку $l_{w1} = \alpha N / (2\beta_f k_{f1} R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c) + 1 =$
 $0,7 \cdot 552 \cdot 10^{-3} / (2 \cdot 0,7 \cdot 0,008 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 1) 10^2 + 1 = 20,2$ см,
 принимаем конструктивную длину шва по обушку $l_{w1} = 205$ мм.

по перу $l_{w2} = (1 - \alpha) N / (2\beta_f k_{f2} R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c) + 1 =$
 $0,3 \cdot 552 \cdot 10^{-3} / (2 \cdot 0,7 \cdot 0,005 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 1) 10^2 + 1 = 14,1$ см,
 принимаем конструктивную длину шва по перу $l_{w2} = 145$ мм.

Практическое занятие №5. Конструирование и расчет болтовых соединений

Пример 5.3.

Рассчитать болтовое соединение двух листов 360x20 мм с двумя накладками, работающими на центральное растяжение силой $N=1200$ кН (рис. V.3.) Сталь листов С255. Класс точности болтов В. $\gamma_c = 1$.

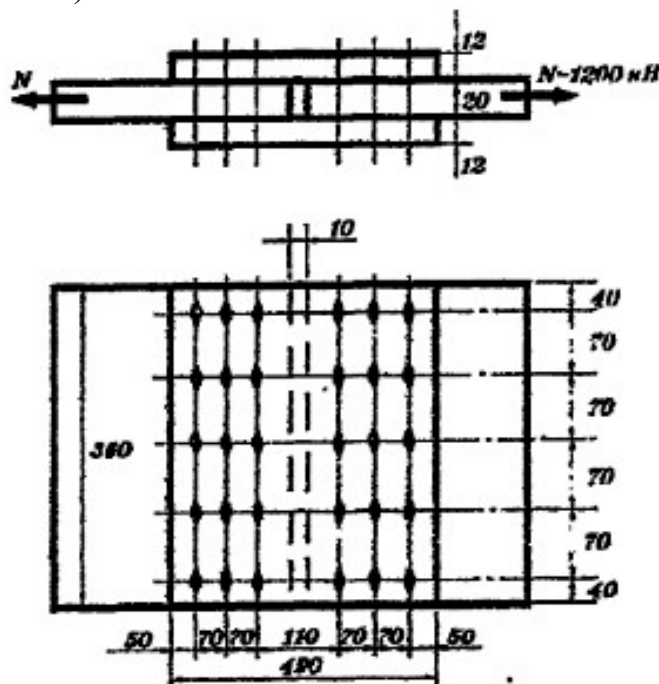


Рис. V.3. Конструкция стыка на болтах

Назначаем накладки толщиной $t=12$ мм, шириной равной ширине листа. Для стали С255 по табл. 51, [8] - $R_y = 240$ МПа, $R_u = 370$ МПа.

Принимаем диаметр болтов $d = 20$ мм (болты М20) класса прочности 4.8, для которых расчетное сопротивление болта на срез $R_{bs} = 160$ МПа (табл. 58*, [8]) и на смятие $R_{bp} = 450$ МПа (табл. 59*, [8]). Число площадок среза $n_s=2$; наименьшая толщина элементов, сминаемых в одном направлении $\sum t = 20$ мм. Коэффициент условия работы соединения $\gamma_b = 0,9$ (табл. 35*, [8]).

В соответствии с формулами (5.12) и (5.13) определим расчетное усилие, которое может быть воспринято одним болтом

$$\text{на срез} \quad N_{bs} = 2 \cdot 0,9 \cdot 3,14 \cdot 160 \cdot 10^{-1} = 90,43 \text{ кН};$$

$$\text{на смятие} \quad N_{bp} = 0,9 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 450 \cdot 10^{-1} = 162 \text{ кН}.$$

Количество болтов по одну сторону стыка определяем по формуле (5.14)
 $N = 1200/90,43 = 13,3$, принимаем 15 болтов, их расположение приведено на рис. V.3. Отверстия для болтов приняты $d_o = 21$ мм.

Проверим прочность листа по ослабленному сечению

$$\sigma = N/A_n = 1200/((36 - 5 \cdot 2,1) \cdot 2) = 23,5 \text{ кН/см}^2 =$$

$235 \text{ МПа} < R_y = 240 \text{ МПа}$. Прочность обеспечена.

Раздел VI. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ПРОЦЕССЕ И ТЕХНОЛОГИИ СВАРКИ

(Темы рассматриваются в лабораторных занятиях Лб.№1 –Лб.6 [17]).

Темы 6.1. Виды сварки, сварочные материалы

Лабораторная работа № 1

РУЧНАЯ ДУГОВАЯ СВАРКА ПОКРЫТЫМ ЭЛЕКТРОДОМ

Цель работы – ознакомление со сварочным оборудованием и инструментом, практическое знакомство с процессом сварки, определение технологических параметров сварки и сварного соединения.

Схема сварки и основные параметры

При этом виде сварки подача электрода в зону дуги и перемещение дуги вдоль сварного шва осуществляется вручную. Источником тепла является электрическая дуга – длительный электрический разряд происходящий в газовом промежутке между электродом и изделием. Вольтамперные характеристики дуги приведены на рисунке 1.1а.

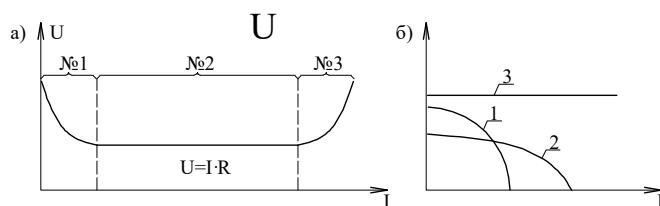


Рис. 1.1. Вольтамперные характеристики дуги (а) и источника питания (б):
 1 – крутопадающая; 2 – пологопадающая; 3 – жесткая /

График «напряжение – сила тока» построен при постоянной длине дуги. На графике 1.1а можно выделить три участка. Первый участок характеризуется падением напряжения дуги при увеличении сварочного тока.

Такая характеристика является следствием опережающего роста электропроводности дуги по отношению к росту силы тока. На втором участке рост электропроводности прямо пропорционален росту силы тока и поэтому на этом участке напряжение остается постоянным. На третьем участке электропроводность не увеличивается, что вызывает рост напряжения дуги при увеличении сварочного тока.

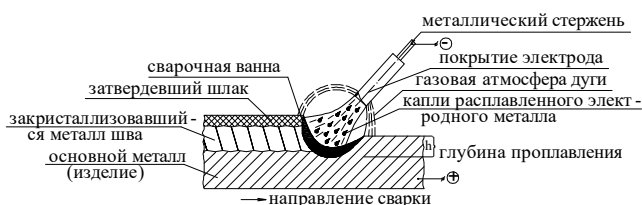


Рис. 1.2. Схема сварки покрытым электродом

Дуга расплавляет кромки соединяемых элементов, а также металл электрода и его покрытие. В результате образуется сварочная ванна из жидкого металла, где расплавленные компоненты покрытия электрода всплывают на поверхность в виде шлака. После удаления источника тепла происходит кристаллизация расплавленного металла с образованием сварного шва, а застывший шлак образует поверхностную корку, защищающую еще горячий металл шва от вредного воздействия воздуха. В состав покрытия электрода, кроме шлакообразующих, входят также компоненты, которые образуют газовую защиту дуги и расплавленного металла, легируют и рафинируют металл шва, поддерживают стабильное горение дуги.

Основными параметрами сварки являются: сила тока, длина дуги, напряжение на дуге, диаметр и скорость перемещения электрода.

С увеличением силы тока увеличивается глубина проплавления. То же происходит с уменьшением диаметра электрода при постоянной силе тока. С увеличением длины дуги, а также скорости перемещения электрода глубина проплавления уменьшается. С увеличением напряжения происходит увеличение ширины сварного шва. При дуговой сварке постоянным током обычно

применяют прямую полярность, когда катодом является электрод, а анодом изделие. Однако возможна и обратная полярность, которую применяют в тех случаях, когда нужно уменьшить выделение тепла на изделии, например, при сварке тонкого или легкоплавкого металла. При сварке переменным током полярность не имеет значения.

Оборудование, сварочный инструмент и материалы

Основным оборудованием при ручной сварке являются источники питания, к которым относятся трансформаторы, генераторы, выпрямители и сварочные инверторы. Все источники питания должны удовлетворять следующим требованиям:

- напряжение холостого хода должно быть достаточным для зажигания дуги (60–90 В);
- иметь устройство для регулировки сварочного тока;
- восстанавливать рабочее напряжение после короткого замыкания за 0,02–0,04 с;
- обеспечивать безопасное ведение сварочных работ.

Внешняя вольтамперная характеристика источников питания (зависимость напряжения на зажимах от сварочного тока) может быть: крутопадающей (напряжение уменьшается с увеличением сварочного тока); пологопадающей (напряжение также уменьшается, но медленно); жесткой (напряжение не изменяется) (рис. 1.1.б).

Трансформаторы являются источником переменного тока. Вольтамперные характеристики сварочных трансформаторов, используемых в строительстве, могут быть круто- и пологопадающими. Трансформатор состоит из магнитопровода (сердечника) и катушек первичной и вторичной обмотки (рис. 1.3). На первичной обмотке напряжение составляет 220 или 380 В. Снижение напряжения и, соответственно, увеличение силы тока на вторичной обмотке достигается за счет меньшего количества витков.

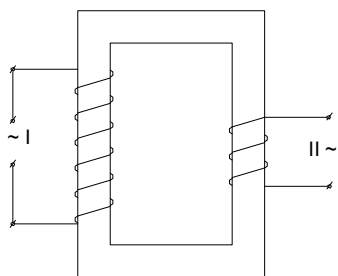


Рис. 1.3. Схема сварочного трансформатора:

I – первичная обмотка: II – вторичная обмотка

Настройка режима работы трансформатора может осуществляться следующими способами:

- изменением расстояния между обмотками, которые в данном случае должны быть подвижными (при уменьшении расстояния между обмотками сила тока увеличивается и наоборот);
- изменением положения подвижного магнитного шунта в магнитном сердечнике;

– включением в электрическую цепь реактивной катушки (дросселя), изменением магнитного сопротивления которой изменяют силу сварочного тока.

Генераторы – служат источником постоянного тока и имеют привод двух видов: от электродвигателя (сварочные преобразователи) и от двигателя внутреннего сгорания (сварочные агрегаты). Их основными элементами являются приводной двигатель и сварочный генератор.

Выпрямители преобразуют переменный ток в постоянный. Основными элементами выпрямителя являются понижающий трансформатор и выпрямительный блок. Последний собирается из селеновых, кремниевых или германиевых вентилях. Вентиль – это многослойный элемент, обладающий свойством проводить ток в одном направлении.

Наиболее современным источником питания постоянного тока являются сварочные инверторы. Работа сварочного инвертора построена на принципе фазового сдвига (инверсии) напряжения, осуществляемого электронной микропроцессорной схемой с покаскадным усилением тока. За счет такого принципа удается получить широкий спектр вольтамперных характеристик – от крутопадающей до восходящей.

При использовании многопостовых источников питания их вольтамперная характеристика должна быть жесткой, так как при падающей характеристике одновременная работа нескольких сварочных постов невозможна. Для получения падающей характеристики и для регулировки силы тока каждый сварочный пост подключается к источнику постоянного тока через балластные реостаты (рис. 1.4) или через дроссели, если источник переменного тока.

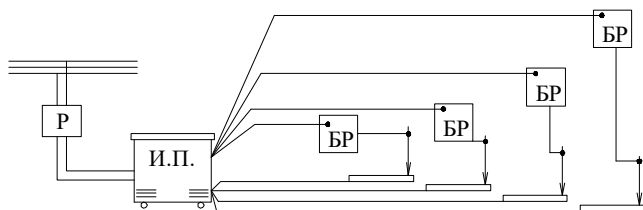


Рис. 1.4. Схема на четыре сварочных поста: Р – рубильник; И.П.– источник питания; БР – балластный реостат.

От источника питания к изделию и электрододержателю ток поступает по гибким проводам с резиновой изоляцией. Длина этих проводов должна быть не более 30–40 м, при большей длине происходит существенное падение напряжения дуги, превышающее допустимые пределы – 4–5%.

Электрододержатель – это приспособление для закрепления электрода и подвода к нему тока. Электрододержатели отличаются способом удержания электрода и бывают: вилочные, пружинные, зажимные и безогарковые. Электрододержатели классифицируются по типам, например: ЭД-25, ЭД-50, где последняя цифра, умноженная на 10, указывает номинальное значение тока при сварке.

Электрод состоит из металлического стержня (сварочной проволоки) и покрытия. Электроды подразделяются по типам, например, Э42, Э46, Э46А, Э50, Э50А и по маркам (УОНИ 13/45, ОММ-5, ЦМ-7, АНО-5, ОЗС-4, ВСП-1 и др.). Тип электрода отражает механические характеристики наплавленного металла, (например, Э42 - предел прочности сварного шва на разрыв – 42кН/см^2 (420 МПа), а буква А обозначает, что сварной шов обладает повышенными пластическими свойствами), а марки электрода характеризуют состав покрытия или условное обозначение изготовителя.

Зажигание сварочной дуги и управление дугой

Установить свободный конец электрода над изделием на расстоянии 5–6 см; закрыть лицо щитком или маской, коснуться электродом изделия и тотчас же отвести электрод от изделия на расстояние 2–3 мм (обычно длина дуги составляет 0,5–1,1 диаметра электрода). При большей длине дуга гаснет. Если электрод успевает приплавиться к изделию, то его нужно сначала покачать и только затем оторвать от детали; после получения устойчивого горения дуги следует определить оптимальную скорость движения электрода, для чего поводить электродом с различной скоростью, всякий раз анализируя качество наплавленного шва.

Выполнение сварных швов

В общем случае процесс сварки состоит из следующих операций: 1. обработка кромок соединяемых элементов; 2. очистка кромок на ширину 20мм; 3. сборка соединяемых элементов и их фиксация с помощью прихваток или струбцин; 4. сварка; 5. правка; 6. Очистка сварных швов от шлака и брызг металла; 7. Контроль качества.

При выполнении сварных швов следует учитывать, что без разделки свариваемых кромок можно соединять элементы толщиной до 8 мм при односторонней сварке и до 12 мм – при двусторонней. Для больших толщин кромки соединяемых элементов должны иметь разделку (рис. 1.5).

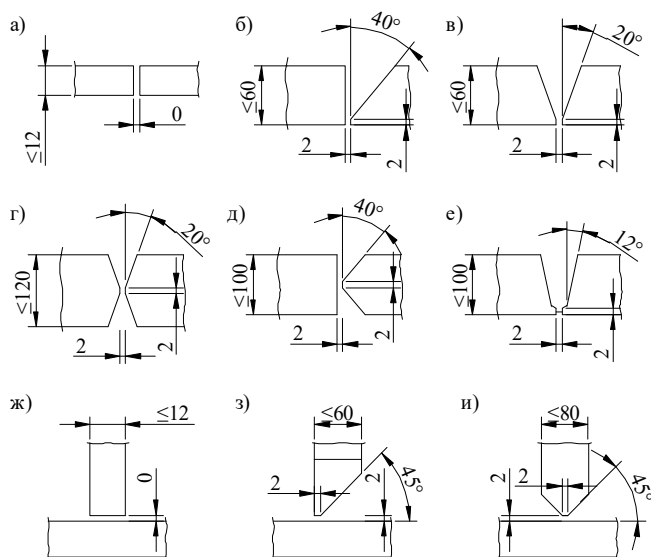


Рис. 1.5. Разделка кромок соединительных элементов

Разделки У-образные, V-образные и U-образные (рис. 1.5 б, в, е, з) делаются, как правило, при одностороннем доступе. Соответственно разделки X-образные и K-образные (рисунки 1.5 г, д, и) делают при двустороннем доступе. У-образные разделки являются менее трудоемкими при подготовке кромок свариваемых деталей, однако при наплавке сварного шва трудоемкость при этих разделках будет уже больше, так как увеличивается объем наплавленного металла по сравнению с X-образной и K-образной разделками. Указанный недостаток относится также и к V-образной, и к U-образной разделке. X-образные и K-образные разделки, кроме уменьшения объема наплавленного металла, позволяют также значительно уменьшить сварочные деформации – здесь наплавленный металл располагается симметрично относительно срединной плоскости соединяемых деталей, и поэтому усадочные деформации относительно этой плоскости будут одинаковыми.

Если на поверхности кромок соединяемых элементов имеется окалина, ржавчина, краска, смазка или влага, их необходимо удалить механическим или химическим способом на ширину 20мм. Сборка изделий для выполнения сварного соединения производится с учетом допустимых зазоров (рис. 1.5), после чего производится прихватка деталей, т.е. сварка короткими швами длиной 30–40 мм через 100–200 мм, что обеспечивает фиксацию взаимного расположения деталей в процессе сварки. Указанная операция может быть выполнена с помощью струбцин.

Сварные швы в зависимости от толщины свариваемого металла могут быть однослойные (рис. 1.6а) или многослойные (рис. 1.6в, г), при этом каждый слой может выполняться за один (рис. 1.6 г) или несколько проходов

(рис. 1.6в). Для лучшего проплавления нулевой шов (на рис. 1.6 обозначен -1 (0) следует выполнять электродом диаметром 3–4 мм. При двусторонней сварке нулевой шов следует выполнять со стороны, противоположной прихваткам. Рекомендуемое количество слоев в зависимости от толщины свариваемого металла приводится в справочной литературе (в данном учебно-метод пособии по сварке).

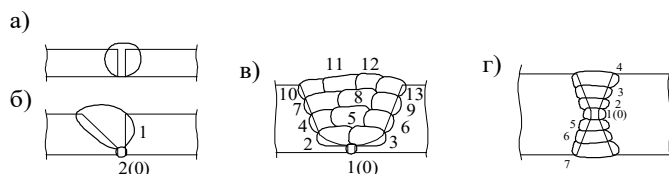


Рис. 1.6. Поперечные сечения сварных швов (цифрами указана последовательность наплавки): а – однопроходный; б – однопроходный с подваркой корня; в – многопроходный; г – многослойный

При движении электрода только в продольном направлении относительно оси шва ширина наплавленного металла получается равной 0,8–1,5 диаметра электрода в зависимости от силы тока и напряжения (с увеличением напряжения ширина валика увеличивается) и скорости движения (с увеличением скорости ширина валика уменьшается). Поэтому для получения более широких валиков необходимо совершить электродом и поперечные движения (рис. 1.7).

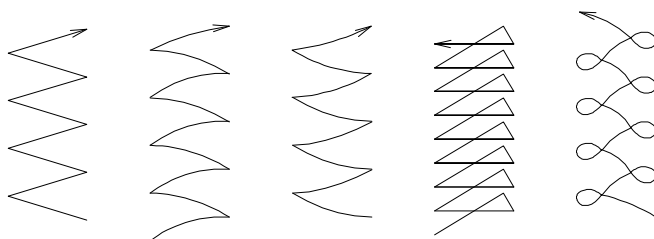


Рис.1.7. Схема основных траекторий движения конца электрода

В процессе сварки по мере плавления стального стержня необходимо перемещать электрод также и по направлению к изделию. Длина дуги должна быть постоянной и короткой, так как при большой длине ухудшается качество наплавленного металла из-за ослабления газовой защиты, а также увеличивается разбрызгивание расплавленного металла электрода. При большой скорости сварки возможно образование непроваров, при малой скорости – прожогов (оптимальная скорость устанавливается студентом опытным путем на первом этапе в процессе

обучения зажигать дугу и управлять ею). При образовании шва за несколько проходов необходимо предыдущие слои очистить от шлака и брызг металла.

Для выполнения сварных швов используются несколько приемов: напроход, от середины, обратноступенчатый, блоками, каскадом, горкой. На рис. 1.8 приведены схемы указанных приемов. Выбор того или иного приема зависит от длины шва и его толщины.

Первый прием используется при сварке коротких швов длиной до 500 мм. Второй прием используется при длине до 1000 мм. Более длинные швы выполняются обратноступенчатым способом. Первые три приема используются для выполнения швов небольшой толщины (при высоте катета шва не более 8 мм). Длина ступени (а) принимается равной 100–350 мм, причем более короткие ступени назначаются при сварке тонкого металла, а более длинные – при сварке толстого металла. При использовании обратноступенчатого метода для выполнения многослойных швов каждый последующий слой наплавляется в противоположном направлении предыдущему, при этом концы смежных ступеней должны быть смещены относительно друг друга на 25–50 мм.

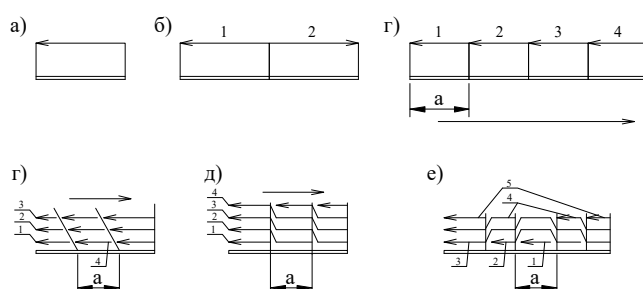


Рис. 1.8. Схема выполнения сварных швов: а – напроход; б – от середины; в – обратноступенчатый; г – блоками; д – каскадами; е – горкой.

Наплавка шва блоками, каскадами и горкой используется только для выполнения многослойных швов. При этом длина секции (размера «а») принимается равной 300–400 мм при V-образной разделке кромок и 500–800 мм при X-образной. В пределах каждой секции шов наплавляется обратноступенчатым способом с размером ступени 150–200 мм. Как правило, сварку металла толщиной более 25 мм выполняют «горкой» или «каскадами». Приведенные способы сварки обеспечивают более равномерный нагрев металла по длине сварного шва и уменьшают

скорость охлаждения, что способствует уменьшению сварочных напряжений.

Большое влияние на формирование шва оказывает положение электрода относительно поверхности изделия (рис. 1.9): углом назад (на подъем) или углом вперед (на спуск).

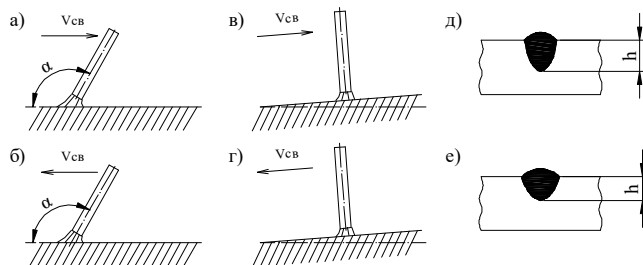


Рис. 1.9. Положение электрода при сварке и соответствующее сечение шва:

а – углом назад; б – углом вперед; в – на подъем;
г – на спуск; д, е – сечение шва

При сварке углом назад (на подъем) улучшаются условия оттеснения расплавленного металла из-за дуги, что способствует увеличению глубины проплавления h (рис. 1.9 д). При сварке углом вперед (на спуск) расплавленный металл подтекает под дугу и уменьшает теплопередачу основному металлу, что в свою очередь уменьшает глубину проплавления (рис.1.9 е). Сварка углом вперед используется при соединении тонких листов или изделий из легкоплавких металлов.

На параметры сварки оказывает влияние пространственное положение шва в процессе его наплавки. По этому признаку различают нижнее положение (дуга располагается над изделием), потолочное (дуга горит под изделием), горизонтальное (дуга горит сбоку вертикально расположенного изделия и электрод движется горизонтально) и вертикальное (дуга горит сбоку вертикально расположенного изделия и электрод движется вертикально). Наиболее благоприятны условия сварки в нижнем положении и наиболее неблагоприятны при сварке потолочных швов и вертикальных сверху вниз. При сварке горизонтальных и вертикальных швов сила тока уменьшается на 10-15 % по сравнению со сваркой в нижнем положении, а при сварке потолочных швов на 20-25%, при этом применяются электроды малого диаметра и варят при самой короткой дуге.

Заканчивая наплавку сварного шва, не следует резко обрывать дугу, так как в этом случае образуется кратер, являющийся, как правило, местом образования трещин; дугу следует гасить медленным

увеличением ее длины, в этом случае наплавленный металл электрода предупреждает образование кратера. После окончания сварки следует зачистить шов от шлака и металлических брызг и визуальным способом проанализировать качество сварного соединения.

Лабораторная работа № 2

АВТОМАТИЧЕСКАЯ И ПОЛУАВТОМАТИЧЕСКАЯ ДУГОВАЯ СВАРКА

Цель работы – изучение схемы сварочных процессов, знакомство с оборудованием, определение параметров сварки.

Сущность и основные параметры

При автоматической сварке подача сварочной проволоки в зону дуги и перемещение дуги вдоль шва механизированы. При полуавтоматической сварке механизирована только подача сварочной проволоки, а перемещение дуги вдоль шва осуществляется вручную.

Дуговая сварка под флюсом

Флюс – гранулированный порошок (размер зерен равен 0,25 – 4 мм). Назначение флюса – защита дуги и расплавленного металла, а также легирование и рафинирование металла шва. По химическому составу флюс напоминает обмазку электрода с покрытием. Выбор флюса осуществляется по табл. 55, [8].

Одним из электродов при сварке под слоем флюса служит сварочная проволока. Обозначения сварочной проволоки приведены в табл. 55, [8]. «Св» – обозначает «сварочная», далее следует содержание углерода в сотых долях процента, затем следуют символы химических элементов, входящих в состав металла сварочной проволоки, где цифры указывают их процентное содержание (если процентное содержание не превышает 1%, то цифра, как правило, не ставится). Буква «А» в конце обозначения сварочной проволоки указывает на повышенную чистоту по химсоставу (пониженное содержание серы и фосфора).

Схема наплавки сварного шва при автоматической сварке под флюсом приведена на рис. 2.1. Флюс засыпается впереди электрода из бункера слоем 40-80 мм, шириной 40-100 мм. Источником тепла является электрическая дуга, под действием которой происходит расплавление кромок соединяемых элементов, электродной проволоки и флюса. При этом газообразующие компоненты флюса создают газовый пузырь вокруг дуги. Давление газового пузыря способствует оттеснению расплавленного металла из под дуги и тем самым увеличивает глубину проплавления. По мере удаления источника тепла расплавленный металл кристаллизуется в сварной шов, а расплавленный флюс, остывая, образует защитную шлаковую корку.

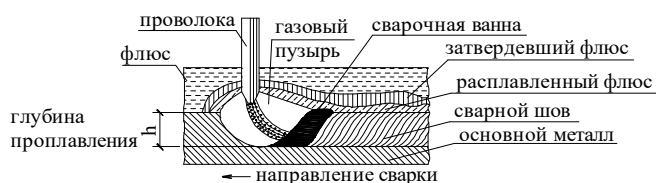


Рис. 2.1. Схема сварки под флюсом

Основными параметрами сварки под флюсом являются: сила тока, диаметр электрода, длина дуги, напряжение на дуге, скорость движения электрода вдоль сварного шва и скорость подачи электродной проволоки. Сила тока изменяется в пределах 400–2000 А. Плотность тока (отношение величины тока и площади сечения электрода) составляет 35-250 А/мм². С увеличением плотности тока происходит увеличение глубины проплавления, с увеличением длины дуги и скорости движения электрода вдоль шва, наоборот, глубина проплавления уменьшается. При увеличении напряжения дуги увеличивается количество тепла, расходуемое на расплавление флюса. При этом растет ширина шва, а глубина проплавления изменяется незначительно.

Для процесса сварки, кроме перечисленных параметров, имеет значение также вылет электрода (расстояние от токоподвода до дуги) и толщина слоя флюса. С увеличением вылета возрастает нагрев электрода и скорость его плавления, что, в свою очередь, увеличивает количество наплавляемого металла под дугой и, в конечном итоге, может вызвать уменьшение глубины проплавления. Аналогичный результат получается и в случае уменьшения толщины слоя флюса – при малой толщине флюса увеличивается его газопроницаемость, что уменьшает давление в газовом пузыре. Как следствие этого, происходит увеличение наплавленного металла под дугой, и следовательно, уменьшение глубины проплавления.

На рис. 2.2. указаны размеры сварного шва, а на рис. 2.3. приведена их зависимость от основных параметров сварки. Скорость подачи электродной проволоки зависит прежде всего от силы тока: с увеличением силы тока должна возрасти и скорость подачи (рис. 2.4.). Зависимость же скорости подачи от диаметра электродной проволоки обратная: чем больше диаметр, тем меньше скорость (рис. 2.4). Графики на рис. 2.4 даны для проволоки марки Св08 при напряжении 40–42 В и при вылете электрода 50 мм.

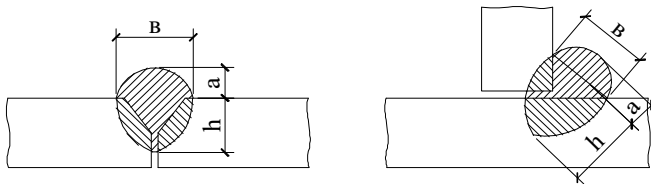


Рис. 2.2. Основные размеры сечения шва

Преимущества сварки под флюсом: высокая производительность, вызванная механизацией процесса; высокое качество и стабильность свойств сварных швов; меньший, чем при ручной сварке, расход металла и электроэнергии. К недостаткам следует отнести возможность сварки только в нижнем положении, отсутствие визуального контроля процесса сварки, кроме того, автоматическая сварка целесообразна лишь при длинных швах.

При автоматической и полуавтоматической сварке имеет значение положение электрода (рис. 2.5.) по отношению к соединяемым деталям. При сварке «в лодочку» (рис. 2.5а) можно получить однослойный шов большего сечения, чем при наклонном электроде (рис. 2.5 б, в), но в этом случае требуется большая точность сборки – зазор не должен быть более 1,5 мм, в то время как при наклонном электроде зазор может быть 3 мм. Для обеспечения провара при различной толщине свариваемых элементов сварка выполняется в несимметричную относительно угла «лодочку» или несимметрично наклонным электродом. В нахлесточных соединениях (рис. 2.5в) при толщине верхнего элемента до 8 мм сварку можно вести вертикальным электродом.

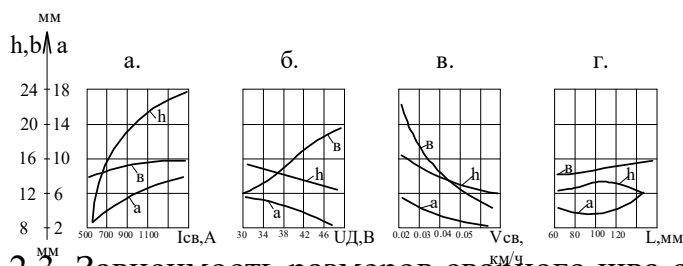


Рис. 2.3. Зависимость размеров сварного шва от силы тока (а), напряжения дуги (б), скорости сварки (в) и от вылета электрода (г)/

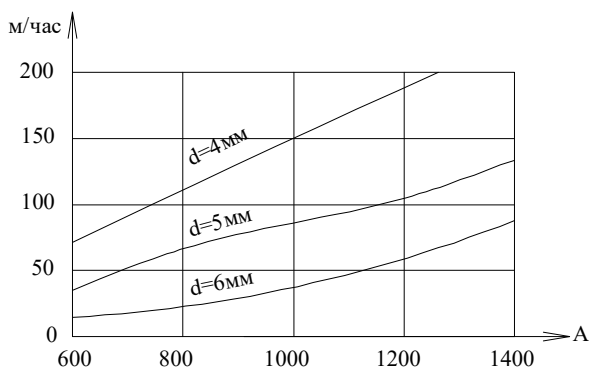


Рис. 2.4. Зависимость скорости подачи электродной проволоки от силы тока и диаметра электрода при вылете электрода 50 мм

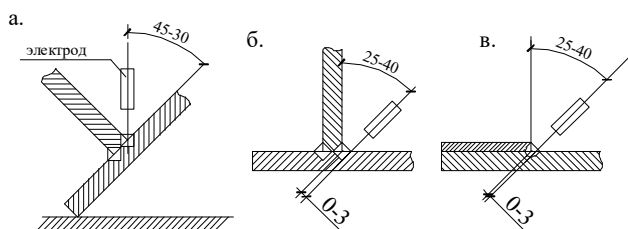


Рис. 2.5. Схема выполнения угловых швов.

Дуговая сварка в защитном газе

Выбор защитного газа определяется прежде всего химическим составом свариваемого металла – для сварки стальных изделий применяется, как правило, углекислый газ, для сварки алюминиевых изделий – аргон или смесь аргона с гелием. Углекислый газ (CO_2) поставляется в баллонах черного цвета, аргон в баллонах серого цвета, гелий в баллонах коричневого цвета.

Схема наплавки сварного шва с применением защитного газа приведена на рис. 2.6. Отличительной особенностью этого вида сварки является отсутствие флюса, защитные функции которого выполняются газом. Газ может подаваться в зону дуги центрально, как показано на рис. 2.6, и сбоку – навстречу движению электрода. Последний способ применяется при больших скоростях сварки.

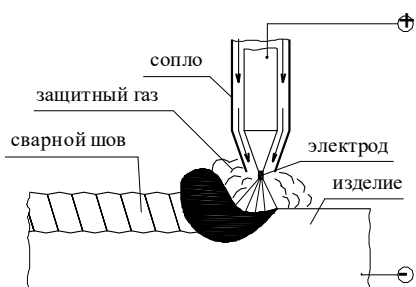


Рис. 2.6. Схема сварки в защитном газе

Электрод при сварке может быть как плавящимся, так и неплавящимся с использованием присадочного металла или без него. Второй способ целесообразен для соединения металла толщиной до 5–6 мм. Вид тока может быть переменным или постоянным, однако при плавящемся электроде применение переменного тока затруднительно из-за нестабильности дуги.

Основными параметрами режима сварки являются сила тока, напряжение дуги, диаметр электрода, скорость перемещения электрода и скорость подачи электродной проволоки, вылет электрода, полярность тока, расход и состав защитного газа.

Закономерность изменения формы сварных швов от основных параметров такая же, как и при сварке под флюсом.

Полярность тока при сварке может быть прямой, в этом случае 70% тепла выделяется на аноде (изделии) и обратной. При обратной полярности увеличивается разогрев металла электрода и, следовательно, возрастает скорость расплавления сварочной проволоки, уменьшается глубина проплавления, но увеличивается ширина сварного шва.

Расход (давление) газа зависит от типа сварного соединения, толщины изделий и скорости сварки (с увеличением скорости сварки расход газа увеличивается). Кроме того, расход газа зависит от скорости ветра – чем сильнее ветер, тем больше расход.

Преимуществами сварки в среде защитного газа являются:

- возможность сварки в любом положении;
- возможность визуального контроля за процессом образования сварного шва;
- отсутствие операций по засыпке, уборке флюса и по удалению шлака.

Недостатками являются: необходимость защитных мер против повышенной световой и тепловой радиации и возможность сдувания защитного газа.

Дуговая сварка порошковой проволокой

Схема сварки приведена на рис. 2.7,а. Защитные функции при такой сварке выполняет сердечник, состоящий на 40–60 % из неметаллических материалов, а электродом является металлическая оболочка порошковой проволоки (рис. 2.7,б). Порошковые проволоки бывают самозащитные (сварка выполняется без каких-либо дополнительных материалов) и газозащитные (сварка выполняется в среде защитного газа). Газозащитные позволяют получить более высокие показатели сварочного процесса и качества сварных швов.

Сварка порошковой проволокой совмещает в себе преимущества сварки под слоем флюса и с применением защитных газов – высокая производительность, возможность сварки в любом положении, видимость процесса сварки, отсутствие сыпучих материалов. К недостаткам следует отнести малую поперечную жесткость порошковой проволоки, что может привести к проскальзыванию порошковой проволоки в подающем механизме, т.е. к приостановке подачи проволоки в зону горения дуги. Вторым недостатком порошковой проволоки является возможное увлажнение сердечника проволоки, что приводит к появлению пор в сварном шве, засорение металла шва неметаллическими включениями. Для предупреждения образования пор в сварном шве необходимо порошковую проволоку предварительно прокалить при температуре 250–300⁰С в течение 2–3 часов для удаления влаги.



Рис. 2.7. Схема сварки порошковой проволокой (а); сечения порошковой проволоки (б)

Электродуговая сварка может выполняться также проволокой сплошного сечения без какой-либо защиты. В состав такой проволоки вводятся раскислители и элементы, снижающие растворимость азота в жидком металле. Техника сварки такими проволоками такая же, как и в среде защитного газа. Ограниченность применения этого вида сварки вызвана высокой стоимостью проволоки и недостаточной стабильностью качества сварного шва.

Источники питания и оборудование

Источником питания могут быть трансформаторы, генераторы, выпрямители или инверторы. Источники питания бывают однопостовые с падающей, пологопадающей, жесткой и универсальной характеристикой или многопостовые с жесткой характеристикой. Выпрямители типа ВДУ (используемые для выполнения настоящей лабораторной работы) являются универсальными, т.е. их внешняя вольтамперная характеристика может быть падающей или жесткой

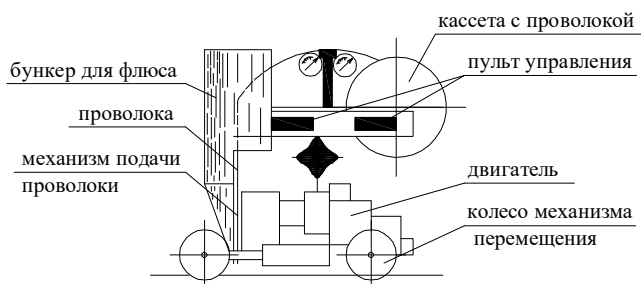


Рис. 2.8. Схема сварочного трактора

В качестве примера, в таблице 2.2 приведена техническая характеристика сварочного трактора АДФ- 1002-УЗ, схема которого приведена на рис. 2.8.

Техническая характеристика сварочного трактора АДФ- 1002-УЗ

Таблица 2.2

Диаметр электрода, мм	Скорость подачи электрода, м/ч	Скорость сварки, м/ч	Номинальный ток, А	Габарит (L x B x H), мм	Масса, кг
3 – 5	60 – 362	12 – 82	1000	716x346x52 6	45

При сварке автоматом габаритные размеры сечений свариваемой конструкции должны соответствовать параметрам автомата (рис. 2.9).

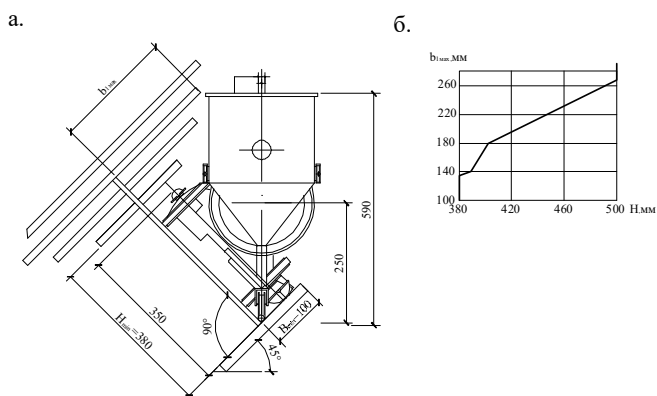


Рис. 2.9. Доступность наложения швов при автоматической сварке балок в положении “в лодочку”. а) установка сварочного автомата, б) предельные размеры свариваемого двутавра

В полуавтоматах при сварке под флюсом на держателе устанавливается бункер для засыпки флюса. Флюс может подаваться также из отдельного бункера с помощью сжатого воздуха по резиновой трубке или по рукаву вместе с проволокой. При сварке в среде защитных газов полуавтоматы

комплекуются баллоном для газа, редуктором, подогревателем газа и шлангом для подачи газа (рис. 2.10).

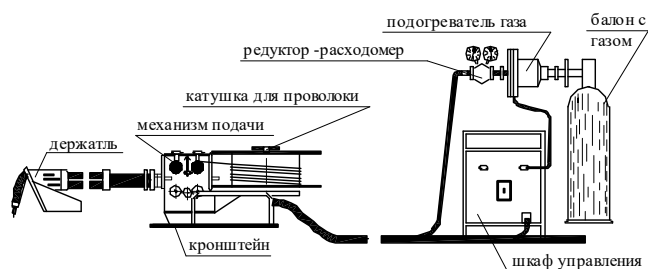


Рис. 2.10. Схема сварки полуавтоматом в защитном газе

Лабораторная работа № 3

КОНТАКТНАЯ СВАРКА

Цель работы – изучение схемы сварочных процессов и оборудования, определение параметров сварки..

Отличительная особенность контактной сварки – применение давления на соединяемые элементы. Источником тепла является прохождение электрического тока в месте контакта соединяемых элементов. Контактная сварка бывает следующих видов: стыковая (в том числе сопротивлением, непрерывным оплавлением и оплавлением с подогревом), точечная и шовная (рис. 3.1).

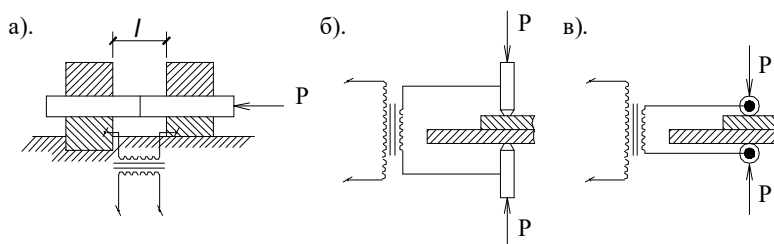


Рис. 3.1. Схема контактной сварки: а) стыковая, б) точечная, в) шовная

Стыковая сварка сопротивлением

Стыковая сварка применяется для соединения стержней по их торцам. Стыковая сварка сопротивлением осуществляется следующим образом: торцы соединяемых элементов приводятся в соприкосновение и сдавливаются; пропускается электрический ток, который разогревает торцы соединяемых элементов, что вместе с давлением приводит к их соединению.

Для обеспечения плотного контакта по всему поперечному сечению торцы соединяемых стержней должны быть предварительно обработаны.

Основные параметры стыковой сварки сопротивлением: плотность сварочного тока, величина давления (P), время действия тока, припуск на осадку и установочная длина (l). Припуск на осадку предусматривается для компенсации уменьшения длины стержней при их сдавливании.

Область применения – соединение стержней площадью до 300 мм^2 и труб диаметром до 40 мм.

Стыковая сварка оплавлением (непрерывным и с подогревом)

При стыковой сварке непрерывным оплавлением в соприкосновение приводятся элементы, уже включенные в электрическую цепь. При этом виде сварки оплавление торцов происходит предварительно, до их соприкосновения. Сварочное соединение образуется после сдавливания (осадки) расплавленных торцов. Область применения – соединение стержней с площадью сечения до 1200 мм^2 .

Стыковой сваркой оплавлением с подогревом производится соединение элементов, также предварительно включенных в электрическую цепь. Оплавление торцов здесь осуществляется с помощью нескольких коротких замыканий, возникающих при их соприкосновении. После достаточного расплавления торцы сжимаются (осаживаются) и образуется соединение.

Основные параметры стыковой сварки оплавлением: плотность тока, величина давления (P), скорость оплавления и осадки, припуск на оплавление и осадку; длительность сварки и установочная длина.

Область применения – соединение стержней с площадью сечения до 6000 мм^2 .

Точечная сварка.

Точечная сварка применяется для соединения пересекающихся арматурных стержней и для соединения листовых элементов внахлестку.

При точечной сварке соединяемые элементы, уложенные друг на друга, сжимаются электродами контактной машины, затем включается электрический ток. В результате прохождения тока в соединяемых элементах образуется литое ядро (точка), размеры которого ограничены площадью торцов электродов. Ток выключается после образования литого ядра, а электроды разжимаются после полной кристаллизации металла литого ядра.

Наиболее распространенные циклы, применяемые для сварки малоуглеродистой стали и сплавов алюминия, приведены на рис. 3.2а, б. Каждый цикл состоит из четырех операций: сжатие (соединяемые элементы только сжимаются); сварка (включается ток и происходит расплавление металла между электродами); проковка (ток выключен, происходит

кристаллизация сварочной точки); пауза (давление отсутствует, ток выключен).

Основными параметрами точечной сварки являются сила тока и сила сжатия (P), которые в зависимости от толщины и вида металла могут быть постоянными или переменными в течение цикла сварки одной точки. К основным параметрам относится также продолжительность каждой операции цикла.

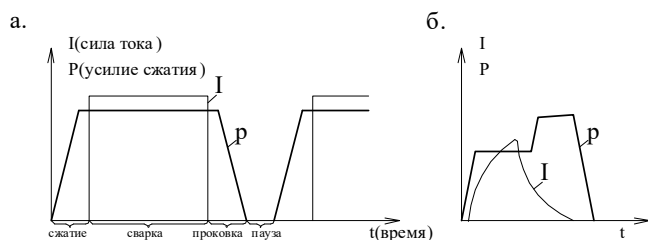


Рис. 3.2. Циклы точечной сварки

Шовная сварка

Шовная сварка применяется для образования нахлесточных соединений листовых деталей. При шовной сварке электродами служат вращающиеся ролики, которые образуют сварной шов в виде сплошного ряда точек на соединяемых элементах. Диаметр электродов-роликов равен 40–400 мм. Ток на электроды может подаваться непрерывно или импульсами. Электроды так же, как и в точечной сварке, сжимают соединяемые элементы.

Основные параметры шовной сварки: сила тока, сжимающее давление (P), длительность операций цикла, скорость сварки.

Преимущества и недостатки

Преимуществом всех видов контактной сварки является высокая производительность, механизация и автоматизация сварочного процесса. К недостаткам следует отнести необходимость доставки деталей к сварочным машинам, а не наоборот, большие требуемые мощности машин, узкую специализацию машин.

Оборудование для контактной сварки

а. Оборудование для стыковой сварки

На рисунке 3.3 изображена схема машины для стыковой сварки. Зажимное устройство машины состоит из неподвижной и подвижной плит, на которых расположены зажимы для крепления соединяемых элементов. Привод осадочно-подающего механизма может быть ручным, электромеханическим или гидравлическим. На стыковых машинах с пружинным или рычажным

приводом можно выполнить стыковую сварку сопротивлением, непрерывным оплавлением или оплавлением с подогревом. Машины для стыковой сварки, как правило, оборудуются приспособлениями для отжига и снятия грата. Отжиг производится для ликвидации закалочных структур (для уменьшения хрупкости металла) в зоне стыка. Грат – излишки (капли) металла, образующиеся при осадке и располагаемые по периметру стыка.

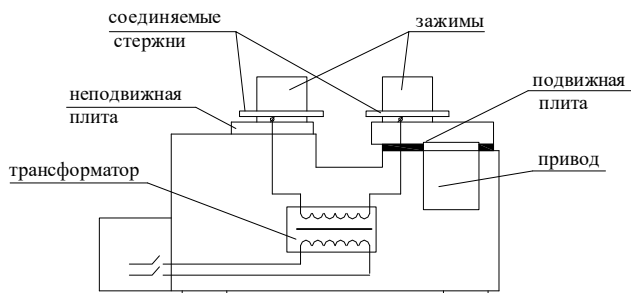


Рис. 3.3. Схема машины для стыковой сварки

б. Машины для точечной и шовной сварок

Схема стационарной машины для односточечной контактной сварки приведена на рисунке 3.4. В корпусе машины помещены: трансформатор, переключатели ступеней и аппаратура управления (регулятор времени). На консолях расположены два электрододержателя, один из которых связан с механизмом сжатия. Вторичная обмотка трансформатора соединена с верхним и нижним электродами. Первичная обмотка имеет отпайки, соединенные с переключателем ступеней, с помощью которых устанавливается нужное вторичное напряжение. Включение и выключение первичной обмотки осуществляется контактором.

Регулятор времени управляет последовательностью и длительностью операций, выполняемых в течение одного цикла: сжатие деталей между электродами (сжатие); включение и выключение тока (сварка); выдерживание деталей под давлением после выключения тока (проковка); подъем верхнего электрода и выдерживание его в поднятом положении до начала следующего цикла (пауза). Длительность каждой операции устанавливается с помощью рукояток, выведенных на панель регулятора. Включение машины осуществляется педальной кнопкой. Для получения одной точки педаль нажимается и быстро отпускается, если педаль держать, то циклы сварки будут повторяться.

Машины для контактной шовной сварки аналогичны по структуре машинам для точечной сварки. Отличие заключается в том, что вместо стержневых электродов применяются электроды в виде роликов.

Для точечной сварки алюминия используются специальные полуавтоматы. Для выполнения точечной сварки алюминия в схему управления полуавтомата вносятся изменения, позволяющие осуществить цикл сварки по схеме:

включение тока и одновременная подача сварочной проволоки с малой скоростью;

возбуждение дуги;

сварка (скорость подачи проволоки увеличивается);

гашение дуги (окончание цикла).

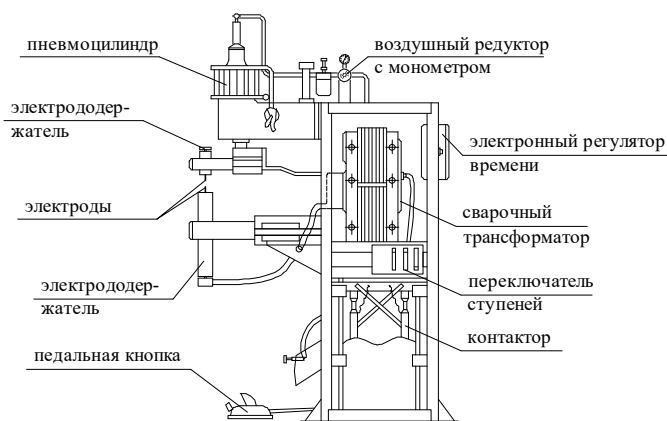


Рис. 3.4. Схема машины для точечной сварки

Работа полуавтомата осуществляется в следующем порядке. При первом нажатии кнопки «Пуск», находящейся на ручке пистолета, начинается продувка пистолета газом (аргоном). При втором нажатии кнопки «Пуск» включается двигатель подачи проволоки. Скорость подачи проволоки определяется положением движка ползункового реостата. При касании проволокой изделия скорость подачи проволоки возрастает до рабочей (величина рабочей скорости определяется положением рукоятки автотрансформатора) и включается реле времени. Время сварки устанавливается переменным резистором. После истечения установленного срока сварки через реле разрывается цепь питания двигателя, и подача проволоки прекращается. В течение 1–1,5 с происходит плавное гашение дуги. Подача газа заканчивается через 5 сек. после окончания сварки отпуском кнопки «Пуск».

Тема 6.2. Виды сварных соединений, сварочные деформации и напряжения

Лабораторная работа № 5

СВАРОЧНЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ И ДЕФОРМАЦИИ

Цель работы – экспериментальное изучение сварочных деформаций и напряжений.

Возникновение сварочных напряжений и деформаций

В зоне сварного шва процесс сварки сопровождается структурными и химическими изменениями металла: образуются закалочные структуры, изменяются размеры зерен феррита и перлита, в отличие от основного металла шов имеет структуру литого металла (с большей изотропией свойств, чем прокатной металл), химический состав сварного шва определяется химсоставом не только основного металла, но также металла электрода и защитного покрытия. Кроме структурных и химических изменений, в соединяемых элементах и сварном шве возникают сварочные напряжения и соответствующие им деформации.

Появление сварочных напряжений является результатом несоответствия между температурными деформациями соединяемых элементов и распределением температуры по их ширине при наплавке сварного шва. Температурные деформации, как известно, линейно зависят от изменений температуры, т.е. форма торцов соединяемых элементов должна повторить форму графика распределения температуры (рис. 5.1а, б-1). Однако фактическая форма торцов имеет очертание, представленное на рис. 5.1, б-2. После охлаждения несоответствие между деформациями (см. рис. 5.1, б-3) и распределением температуры (см. рис. 5.1, б-4) также сохраняется.

Разность между температурными (теоретическими) и фактическими деформациями определяет знак и значение сварочных напряжений: если эта разность отрицательна (фактические деформации больше температурных), то в этом месте возникают растягивающие напряжения; чем больше разность деформаций, тем больше напряжения. Эпюра сварочных напряжений приведена на рис. 5.1 в. Сварочные напряжения являются собственными напряжениями и должны быть самоуравновешенными, т.е. площадь эпюры сжимающих напряжений должна быть равна площади эпюры растягивающих напряжений. Значения сварочных напряжений зависят от силы тока и напряжения (прямая зависимость) и скорости сварки (обратная зависимость).

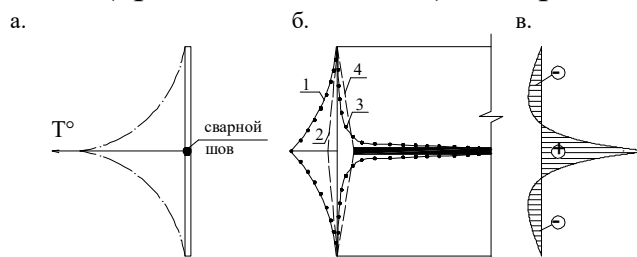


Рис. 5.1. Образование сварочных напряжений в стыковом соединении: а – распределение температуры по ширине соединяемых деталей после

наплавки сварного шва; б – форма торцов соединяемых деталей: 1 – непосредственно после наплавки сварного шва соответствующая распределению температуры (теоретическая); 2 – то же (фактическая); 3 – после остывания соответствующая распределению температур (теоретическая); 4 – то же (фактическая); в – эпюра сварочных напряжений.

Сварочные напряжения возникают не только в направлении сварного шва, но и в перпендикулярном направлении. Значения этих напряжений зависят, прежде всего, от степени закрепления краев соединяемых пластин от перемещений, перпендикулярных сварному шву и от объема наплавленного металла.

Помимо указанных причин, на значения сварочных напряжений как вдоль, так и поперек сварных швов оказывают влияние исходная температура соединяемых деталей, способ и последовательность выполнения сварных швов, близкое расположение сварных швов – при расположении сварных швов на небольшом расстоянии друг от друга их сварочные напряжения могут суммироваться.

Сварочные напряжения, являясь самоуравновешенными, не снижают прочность соединяемых элементов при статической нагрузке. Однако при динамических нагружениях сварочные напряжения оказывают отрицательное влияние на несущую способность. Сварочные напряжения могут образовывать зоны с напряжениями одинакового знака, что препятствует развитию пластичности и может привести к хрупкому разрушению. Совпадение по знаку сварочных напряжений с напряжениями от внешних нагрузок влечет за собой преждевременное появление пластических деформаций и соответственно снижение устойчивости сжатых элементов. Кроме того, сварочные напряжения сопровождаются соответствующими деформациями, которые искажают геометрическую форму сечений и конструктивного элемента в целом.

Для уменьшения сварочных деформаций рекомендуется располагать сварные швы симметрично относительно центра тяжести сечения конструкции, предусматривать обратный выгиб деталей перед их сваркой, а также предусматривать апробированные соотношения толщин соединяемых элементов, обеспечивающие их прямолинейность после сварки.

Тема 6.3. Способы выполнения швов, дефекты и контроль качества сварных соединений

Лабораторная работа № 6

ДЕФЕКТЫ СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ

Цель работы – знакомство с дефектами сварных соединений и с методами контроля качества сварных швов.

Дефекты электродуговой сварки

Непровар образуется из-за малой силы тока, большой скорости сварки, смещения электрода с оси шва, неудовлетворительной сборки (уменьшения зазора между соединяемыми элементами), а также при сварке элементов большой толщины без разделки кромок (рисунок 6.1, а).

Подрез (канавка вдоль шва) образуется при завышенной силе тока, большом катете шва, выполняемого не «в лодочку», малой скорости сварки и завышенном напряжении (рис. 6.1,б).

Прожоги (сквозное отверстие в сварном шве) являются следствием вытекания жидкого металла из сварочной ванны. Причины появления прожога: большая сила тока, малая скорость сварки, неплотное прилегание соединяемых элементов между собой (при сварке «на весу») или к подкладке (рис. 6.1в).

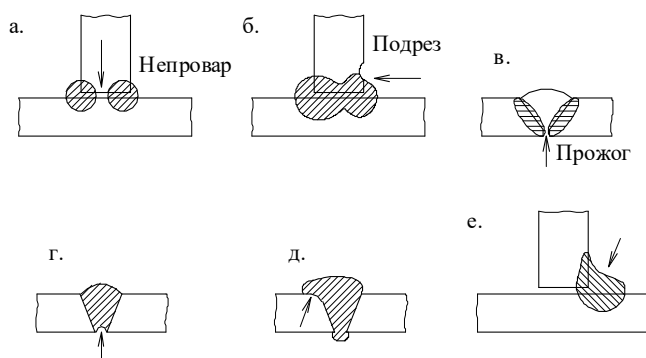


Рис. 6.1. Дефекты сварных швов

Шлаковые и окисные включения в теле сварного шва образуются при заниженной силе тока, загрязненности кромок соединяемых элементов, недостаточной защите жидкого металла (например, при длинной дуге), плохой очистке предыдущего слоя шва от шлака.

Незаваренные кратеры появляются в результате быстрого обрыва дуги.

Поры и раковины в сварном шве образуются при использовании увлажненных сварочных материалов, из-за загрязненности кромок соединяемых элементов, нарушении газовой защиты дуги, низкого качества сварочных материалов.

Трещины – причины появления: неправильная технология сварки металлов, склонных к образованию трещин (например, с повышенным содержанием серы или углерода), большие сварочные напряжения,

возникающие при несвободных кромках соединяемых элементов, а также при неправильной последовательности выполнения сварных швов.

Несплавление образуется в результате неполного расплавления кромок соединяемых элементов или предыдущих слоев шва.

Отклонение формы сварного шва: чрезмерная выпуклость или вогнутость, неравномерная ширина сварного шва по его длине, вогнутость корня сварного шва (рис. 6.1г), наплывы (рис. 6.1д) и подтеки (рис. 6.1е), грубая чешуйчатость.

Дефекты сварки вызывают концентрацию напряжений в конструкциях, уменьшают пластические свойства металла, резко снижают прочность сварных соединений при динамических нагрузках и при отрицательных температурах.

Внутренние дефекты электродуговой сварки и трещины устраняются вырубкой дефектного участка шва термическим или механическим способом до основного металла и повторной наплавкой сварного шва. Поверхностные дефекты устраняются либо их зачисткой (чрезмерная выпуклость, наплывы), либо наплавкой дополнительных слоев (подрезы, прожоги, чрезмерная вогнутость, подтеки).

Дефекты стыковой сварки

Наиболее распространенными дефектами стыковой сварки являются: смещение осей соединяемых элементов и непровар. Причиной первого дефекта является неправильная установка стержней в зажимах сварочной машины. Причиной второго дефекта являются окисление из-за отклонения в токовом режиме, малый припуск на оплавление, недостаточная продолжительность осадки под током и малая скорость осадки. Узлы с дефектами стыковой сварки бракуются.

Дефекты точечной сварки

Непровар (малый диаметр сварной точки) появляется из-за чрезмерного диаметра электрода при недостаточном токе и времени сварки, а также из-за шунтирования тока.

Наружный выплеск металла в сварной точке происходит при большой силе тока, а также при перекосе деталей относительно торцов электродов.

Чрезмерные вмятины (уменьшение толщины в местах образования сварных точек) могут быть вследствие чрезмерной силы тока, времени сварки, увеличенного усилия сжатия в период проковки, а также из-за малого диаметра электродов.

Прожег может быть следствием включения тока до обжатия деталей или наличия больших зазоров между соединяемыми деталями.

Вырыв появляется при преждевременном снятии давления (при недостаточной продолжительности проковки).

Такие дефекты точечной сварки как непровар, чрезмерные вмятины, прожог и вырыв устраняются наплавкой дополнительной точки. Наружный выплеск металла сварной точки устраняется механической зачисткой лишнего металла.

Методы контроля качества сварных соединений

Для обнаружения поверхностных и крупных дефектов в сварных соединениях (подрезы, прожоги, незаваренные кратеры, поверхностные поры и трещины, отклонения в форме сварного шва) используется визуальный контроль (внешний осмотр).

Прочностные характеристики сварных соединений (разрывное усилие, ударная вязкость, загиб в холодном состоянии и др.) контролируются частичным или полным разрушением образца на испытательных машинах.

Непроницаемость сварных соединений проверяется с помощью керосина, вакуума, пневматического или гидравлического давления. Первый способ основан на способности керосина проникать через имеющиеся неплотности и окрашивать мел, которым предварительно покрывается противоположная сторона сварного шва. Остальные способы основаны на уменьшении вакуума или давления через трещины и поры в сварном шве.

Мелкие поверхностные дефекты могут быть обнаружены с помощью цветной дефектоскопии, сущность которой состоит в следующем. На очищенную поверхность шва наносится слой индикаторной жидкости, которая после выдержки в 5–7 минут смывается, а поверхность протирается. Затем тонким слоем наносится проявитель, например, коалин. Проявитель окрашивается в яркий цвет оставшейся в дефектах индикаторной жидкостью, тем самым обнаруживая поверхностные дефекты сварного шва. Цветной метод позволяет обнаружить дефекты с минимальной глубиной 0,02 мм и минимальной шириной 0,002 мм. Метод обладает высокой мобильностью и производительностью, особенно при использовании материалов в аэрозольной упаковке. Работа с аэрозолями должна производиться в спецодежде (халат, фартук, перчатки) и на расстоянии не менее 20 м от места сварки, открытые участки тела следует оберегать от попадания аэрозольной струи, а помещение должно быть оборудовано приточно-вытяжной вентиляцией. К недостаткам метода следует отнести: трудность контроля сварных швов с грубой чешуйчатостью; огнеопасность и токсичность применяемых материалов.

Для обнаружения внутренних, а также мелких поверхностных дефектов используются физические методы контроля: просвечивание

рентгеновскими и гамма-лучами, ультразвуковой и магнитографической. Первый метод основан на способности электромагнитных волн с частотой $5 \cdot 10^{10}$ – $6 \cdot 10^{19}$ Гц проникать сквозь металлы и воздействовать на фотопленку. Кассета с фотопленкой располагается под сварным швом, а с противоположной стороны источник излучения – рентгеновская трубка или радиоактивный изотоп (тулий-170, иридий-192, цезий-137, кобальт-60). Дефект сварного шва поглощает лучи в меньшей степени, чем окружающий его металл, поэтому эмульсия под дефектом облучается более интенсивно и при обработке в проявителе чернеет. По этим участкам и определяется расположение, форма и размеры дефектов.

Преимуществами этого метода является возможность определения характера дефекта и его размеров, наличие документа (фотопленки), характеризующего качество сварного шва. К недостаткам метода относятся: вредность рентгеновских и гамма-лучей для человеческого организма, высокая стоимость и трудоемкость, связанная с последующей обработкой фотопленок, малая эффективность при обнаружении трещин, необходимость двустороннего доступа к сварному шву. При радиационных методах контроля для измерения индивидуальных доз облучения каждый работающий должен иметь дозиметр.

Ультразвуковой метод основан на способности ультразвуковых колебаний прямолинейно распространяться в металле и отражаться от границы раздела сред.

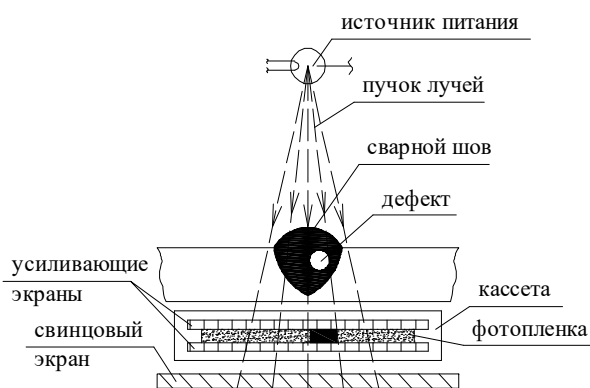


Рис. 6.2. Схема просвечивания металла

Для получения ультразвуковых колебаний используется пьезоэлектрический эффект, который заключается в преобразовании электрических колебаний высокой частоты в механические колебания с помощью искусственных пьезокристаллов, например, титаната бария $BaTiO_3$. Схема проверки сварных швов ультразвуком приведена на рис. 6.3.

Ультразвуковой импульс подается в металл с помощью призматического щупа. При достижении поверхности раздела сред с различными акустическими свойствами, т.е. дефекта, ультразвуковая волна частично отражается и воспринимается тем же щупом, что фиксируется световой или звуковой сигнализацией. Ультразвуковой метод применяется при толщинах 1,5...200 мм. Ультразвуковой метод обнаружения дефектов свободен от недостатков просвечивания рентгеновскими и гамма-лучами, но не позволяет определять характер дефектов. Например, при этом методе трудно отличить трещину от непровара, поры от шлаковых включений; неэффективен при контроле качества сталей с крупнозернистой структурой; не позволяет иметь документ качества сварного соединения; достоверность обнаружения дефектов зависит от квалификации оператора.

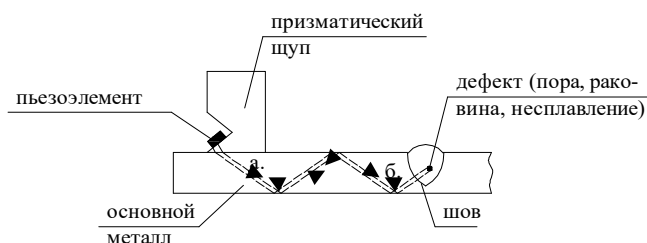


Рис. 6.3. Схема обнаружения дефектов с помощью ультразвука

Магнитографический метод основан на фиксации магнитных полей рассеяния на магнитной ленте, которая прижимается к сварному шву при его намагничивании. В однородном металле магнитный поток распределяется равномерно без искажений, а при наличии дефектов магнитный поток искажается, что проявляется на поверхности металла в виде полей рассеяния. Намагничивание исследуемого участка сварного шва производят электромагнитами или соленоидами. После записи магнитного рельефа сварного шва лента пропускается через воспроизводящее устройство, где на одном из экранов его двухлучевой трубки возникают видимые изображения магнитных лучей, а на другом – импульсы, характеризующие наличие дефектов. Контрастность изображения характеризует глубину их залегания, а форма магнитных полей примерно соответствует очертаниям дефектов, например, газовые поры и шлаковые включения появляются на экране в виде темных пятен, непровар – в виде линий, трещины – в виде зигзагообразных линий с неровными краями.

Магнитографический метод обладает высокой производительностью, низкой стоимостью и хорошей чувствительностью. К недостаткам метода относятся: малый диапазон контролируемых толщин (до 25 мм), зависимость

обнаружения дефектов от глубины их залегания, трудность выявления дефектов при грубочешуйчатых швах.

Тема 6.4. Термическая резка, техника безопасности

Лабораторная работа № 4

ТЕРМИЧЕСКАЯ РЕЗКА МЕТАЛЛОВ

Цель работы – изучение сущности, основных параметров и оборудования при резке металлов.

Сущность термической резки и области применения

Термическая резка металлов бывает следующих видов: кислородная (газовая), дуговая, воздушно-дуговая, кислородно-дуговая и плазменная.

Кислородная резка

Кислородная резка основана на свойстве некоторых металлов, нагретых до высокой температуры, сгорать в струе кислорода. Образующиеся при этом окислы и шлаки удаляются напором газовой струи. Предварительный нагрев металла до температуры воспламенения производится пламенем, образующимся при сгорании горючего газа (ацетилена, паров бензина, пропана, пропан-бутана, природного газа) в струе кислорода (рис. 4.1).

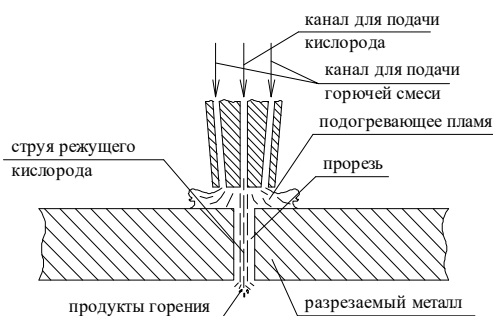


Рис. 4.1. Схема кислородной резки

Кислородная резка применима для металлов, обладающих следующими свойствами:

температура воспламенения металла в струе кислорода должна быть ниже температуры его плавления;

температура плавления окислов, образующихся в процессе сгорания металла, должна быть ниже температуры плавления металла;

тепловыделения при сгорании металла достаточны для прогрева глубинных слоев изделия до температуры воспламенения;

жидкотекучесть окислов и шлаков достаточна для удаления их из полости реза напором газовой струи;

невысокая теплопроводность необходима для быстрого и концентрированного нагрева.

Указанным требованиям удовлетворяют малоуглеродистые и низколегированные стали. Для сплавов алюминия, чугуна и сталей с повышенным содержанием углерода (более 0,5 %) и легирующих элементов (более 5 %) кислородная резка не применяется. Например, температура плавления чугуна ниже температуры его воспламенения, а сплавы алюминия и других цветных металлов обладают слишком большой теплопроводностью. Для резки этих металлов применяется кислородно-флюсовая резка. В этом случае в зону резки подается порошкообразный флюс, который, сгорая, выделяет дополнительное тепло в полости реза и, кроме того, вступая в реакцию с окислами сгораемого металла, снижает температуру их плавления и обеспечивает тем самым удаление их из полости реза.

Основными параметрами кислородной резки являются:
мощность подогревательного пламени (расход горючего газа);
продолжительность предварительного подогрева до воспламенения металла;

давление режущего кислорода;
объемный расход режущего кислорода;
ширина полости реза;
скорость реза.

Все параметры, кроме последнего, с увеличением толщины металла увеличиваются (значения основных параметров приведены в таблице 4.1).

Дуговая резка

Дуговая резка выполняется расплавлением металла теплом электрической дуги. При этом удаление расплавленного металла осуществляется козырьком покрытия электрода. Для дуговой резки используется то же оборудование, что и для дуговой сварки, но при этом используют специальные электроды марки ОЗР-1. Процесс дуговой резки малопроизводителен и качество резки невысокое.

Воздушно-дуговая резка

При воздушно-дуговой резке (рис. 4.2) металл расплавляется теплом электрической дуги, горящей между изделием и неплавящимся электродом, а удаление жидкого металла осуществляется струей сжатого воздуха. Давление воздуха обычно составляет 0,6–0,8 МПа, сила тока 300–1500 А. Воздушно-дуговую резку применяют для высокоуглеродистых, низколегированных сталей, чугуна, сплавов алюминия и других цветных металлов толщиной

5–25 мм. При этом для резки малоуглеродистых сплавов в случае применения постоянного тока используется обратная полярность, а для сплавов цветных металлов – прямая полярность.

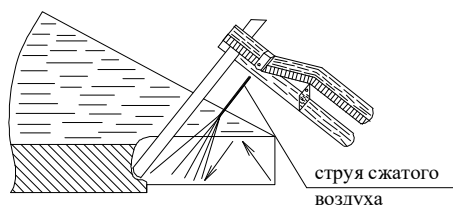


Рис. 4.2. Схема воздушно-дуговой резки

Кислородно-дуговая резка

При этом виде резки дуга разогревает металл, а затем в струе кислорода происходит его горение. Струя кислорода также используется для удаления продуктов горения из полости реза.

Плазменная резка

Плазменная резка основана на расплавлении металла и удалении его плазменной струей. Плазма может быть получена прямым или косвенным путем (рис. 4.3). В первом случае газ, подаваемый в сопло плазматрона, нагревается и ионизируется, увеличиваясь в объеме в 50–100 раз, и вырывается из сопла с большой скоростью. Поток ионизированного газа (плазмы), сжимая столб дуги, которая горит, между изделием и электродом, повышает его температуру до 30000°C . При косвенном образовании плазмы дуга горит между соплом плазматрона и электродом. Газ, проходящий через дугу, образует поток плазмы, температура которого достигает 16000°C . Первый способ используется для резки только металлов, а второй способ используется для резки как металлических, так и неметаллических материалов.

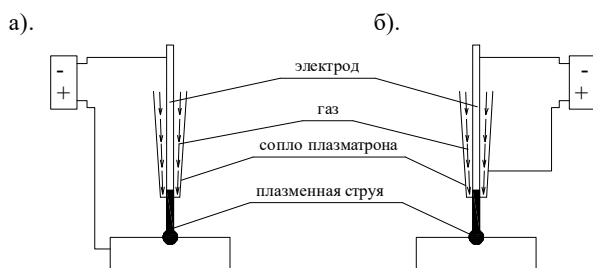


Рис. 4.3. Схема получения плазменной дуги прямого (а) и косвенного (б) действия

Основными параметрами плазменной резки являются: сила тока, расход и состав газа, диаметр и длина канала плазматрона, расстояние между соплом плазматрона и изделием. В качестве плазмообразующих газов применяются: азот, водород, азотно-водородные смеси, а также воздух. Последний используется только для резки черных металлов и только при использовании циркониевых или гафниевых электродов. Для резки цветных металлов используются аргоно-водородные смеси. Источники питания при

плазменной резке должны иметь крутопадающую или вертикальную характеристику с напряжением холостого хода до 120 - 300 В.

Плазменная резка может применяться для резки всех металлов толщиной до 100 мм. Скорость реза достигает 10 м/мин, а ширина реза может изменяться от десятых долей миллиметра до 8–10 мм.

Преимуществом всех видов термической резки по сравнению с механической резкой является мобильность и универсальность, возможность выполнить резы любой конфигурации и в разнообразных положениях, в стационарных условиях и в условиях монтажной площадки.

К недостаткам термической резки следует отнести большую, чем при механической резке ширину полости реза, изменение структуры металла вблизи кромок реза, шероховатую поверхность плоскости реза.

Оборудование для термической резки металла

В комплект оборудования для кислородной резки металлов входят: резак, шланги, регулирующая аппаратура (редукторы), газовые баллоны. Резаки подразделяются на газовые, для кислородной резки (рис.4.4), и газодуговые, для воздушно-дуговой, кислородно-дуговой (рис.4.5). Порядок работы газового резака(рис. 4.4) следующий: по отдельным каналам кислород и горючий газ поступают в смесительную камеру и образуют горючую смесь, которая при выходе из наконечника резака является топливом для подогревающего пламени; после нагрева металла до температуры воспламенения по специальному каналу подается режущий кислород.

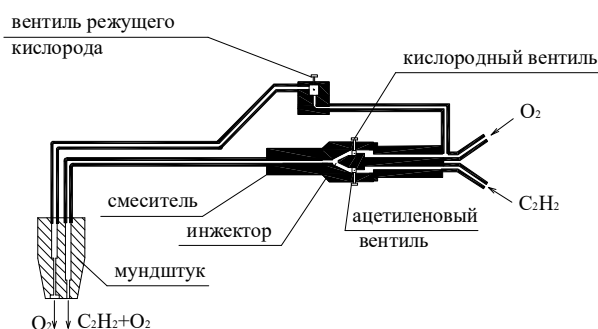


Рис. 4.4. Схема газового резака

Резаки для кислородной резки с применением керосина или бензина имеют испаритель, где жидкое горючее нагревается пламенем подогревателя и превращается в пар. Газовые резаки используются для резки малоуглеродистых и низколегированных сталей толщиной 3–300 мм.

На рисунке 4.5 приведена схема резака для воздушно-дуговой резки. Электрод (неплавящийся) прижимается рычагом к головке резака, в которой имеются отверстия для выхода сжатого воздуха. К головке воздух подается

через ниппель и канал, расположенный в рукоятке резака. Воздушно-дуговые резаки используются для резки металла толщиной до 25 мм.

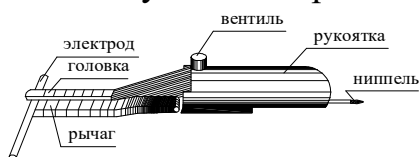


Рис. 4.5. Схема воздушно-дугового резака

Плазмотроны для плазменной резки бывают с воздушным и водяным охлаждением. Плазмотрон состоит из головки и рукоятки с узлом управления. Головка включает в себя катодный узел с вольфрамовым или другим неплавящимся электродом и сопло, подключенное к аноду источника питания. В узле управления находится вентиль для подачи рабочего плазмообразующего газа и кнопка для включения источника питания.

ТЕХНИКА БЕЗОПАСНОСТИ ПРИ ПРОВЕДЕНИИ СВАРОЧНЫХ РАБОТ

Общие сведения

Смертельным для человека является ток силой 0,1 А и выше. Сила тока, поражающего человеческий организм, зависит, прежде всего, от электрического сопротивления организма. При расчетах за величину сопротивления человеческого организма принимается 1000 Ом. Однако в действительности эта величина различна у разных людей и, кроме того, для каждого человека она не является величиной постоянной и зависит от многих факторов. Например, при наличии влаги на поверхности кожи, при усталости или опьянении, при повышенной влажности воздуха, при наличии в воздухе металлической пыли сопротивление человеческого организма резко снижается.

Кроме силы тока, степень поражения организма человека зависит от продолжительности действия электрического тока и от площади соприкосновения с токоведущими элементами – с увеличением указанных факторов степень поражения также увеличивается.

Наиболее опасным для человека является переменный ток частотой 80 Гц – он в три-пять раз опаснее постоянного при прочих равных условиях. С увеличением частоты переменного тока степень поражения человеческого организма уменьшается, а при частоте 20000 Гц и выше он становится безопасным.

С увеличением напряжения сила тока, воздействующего на человека, также увеличивается. По нашим нормам относительно безопасным напряжением является электрический ток напряжением 36 В (при работе в сухих местах) и 12 В (при работе в сырых местах).

При поражении человека электрическим током необходимо, прежде всего, освободить пострадавшего от электропровода. Если пострадавший потерял сознание, его необходимо до прихода врача уложить на спину, обеспечить приток свежего воздуха, растереть и согреть тело пострадавшего, давать нюхать нашатырный спирт. При редком и судорожном дыхании необходимо сделать искусственное дыхание и массаж сердца.

Мероприятия по предотвращению поражения электрическим током

Корпуса сварочных аппаратов должны быть заземлены.

Перед началом лабораторных работ необходимо проверить исправность изоляции.

Нельзя использовать в качестве обратного провода трубы сантехнических устройств, металлоконструкции здания, технологическое оборудование.

При проведении лабораторных работ следует избегать прикосновений к токоведущим частям первичной цепи.

Все присоединения проводов производить только при выключенном рубильнике.

Следует избегать одновременного прикосновения к изделию и к неизолированным токоведущим частям сварочной цепи; особую осторожность следует проявлять при замене электрода, так как напряжение холостого хода больше, чем рабочее (при горении дуги).

Нельзя выполнять сварку в мокрой одежде.

Мероприятия по защите от световой радиации

Сварку и резку, а также наблюдение за электродугой при выполнении лабораторных работ следует вести с применением светофильтров.

Рабочее место по выполнению сварных швов необходимо изолировать специальными щитками или ширмами из несгораемых материалов.

Защита от вредных газовых выделений

К каждому сварочному посту необходимо обеспечить доступ свежего воздуха.

Для обезжиривания кромок соединяемых элементов нельзя применять хлорированные углеводороды (трихлорэтилен, дихлорэтилен), образующие в процессе сварки удушливый газ – фозген.

Защита от тепловых ожогов

Сварные швы и резку металла необходимо выполнять только в спецодежде (ботинки с боковой застежкой, брезентовые брюки навыпуск и без отворотов, брезентовая куртка с карманами, закрывающимися клапанами, и с рукавами, завязанными тесьмой), лицо должно быть закрыто щитком, а на

голове должен быть головной убор или фибролитовая каска, руки должны быть в рукавицах, а при выполнении потолочной сварки – в асбестовых нарукавниках.

Защита от пожаров

Рабочее место при выполнении сварных швов и резки металлов в радиусе 5м должно быть очищено от взрывоопасных и огнеопасных веществ.

Деревянные предметы на рабочем месте должны быть покрыты стальным листом или асбестом.

При термической резке в случае пожара необходимо, прежде всего, погасить пламя горелки и прекратить подачу кислорода.

Раздел VII. . ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ.

Тема 7.1. Организация проектирования, основы технологии изготовления

Организация проектирования. Проектирование металлических конструкций обычно выполняется в две стадии – *проектное задание* со сметно-финансовым расчетом и *рабочий проект* – при возможности широкого использования типовых проектов и типовых решений или повторного использования экономичных проектов аналогичных предприятий, зданий и сооружений.

Проектное задание – имеет целью выявить техническую возможность и экономическую целесообразность предполагаемого строительства в данном месте и в намеченные сроки, обеспечить правильный выбор площадки для строительства, источники снабжения сырьем, топливом, водой, энергией, строительным материалом, а также установить основные технические решения проектируемых объектов, общую стоимость строительства и основные ТЭП. Технический проект – разрабатывается на основе проектного задания при проектировании по трем стадиям. Технический проект состоит из тех же частей и разделов, что и проектное задание. В нем уточняются все материалы и данные, принятые в проектном задании. Рабочий проект – предназначается для изготовления элементов конструкций (отправочных марок), их укрупнительной сборки, а также монтажа сооружений из укрупненных и не укрупненных отправочных элементов.

Рабочий проект стальных конструкций состоит из двух частей:

1. Рабочий проект стадии *КМ* (конструкции металлические), составляемых на основании утвержденного проектного задания при проектировании. В состав проекта входят: компоновочные схемы здания,

сбор нагрузок, статические расчеты и подбор сечений основных элементов и конструкций, составляется ведомость элементов, рассчитывается смета на объект и разрабатываются основные чертежи стадии КМ. Эта стадия проекта разрабатывается специализированной проектной организацией.

2. *Рабочий проект стадии КМД* (конструкции металлические, детализация), составляемых на основании чертежей КМ; чертежи КМД разрабатываются конструкторскими бюро завода-изготовителя. В состав чертежей КМ входят: пояснительная записка, данные о нагрузках, общие чертежи, схемы расположения элементов конструкций с таблицами сечений элементов, расчетные листы и чертежи наиболее важных узлов конструкций, а также рабочие чертежи фундаментов с закладными частями и полная сводная спецификация металла по профилям. Схемы расположения элементов конструкций даются для каждой группы конструкций (колонны, подкрановые балки, элементы покрытия, фахверк и т.д.). Элементы конструкций на схемах маркируются. На всех чертежах, где указаны расположение и маркировка деталей конструкций, даются таблицы сечений, содержащие марку элемента, эскиз сечения, состав сечения и усилия. Рекомендуются масштабы схематических планов и разрезов отдельных групп конструкций – 1:200; 1:300; 1:400; поперечных разрезов – 1:50; 1:75; 1:100; узлов – 1:10; 1:15; 1:20.

Спецификация стали должна содержать: марку стали, профиль стали, длины, количество штук, вес и примечания. Чертежи КМД состоят из изображений заводских изделий (отправочных элементов), по которым производится изготовление, и монтажных схем, по которым производится монтаж конструкций.

В пояснительной записке указываются: общая характеристика конструкций, а также видов заводских и монтажных соединений, вес конструкций – общий и по отдельным группам (сварные и клепаные), весовые показатели на единицу площади объема.

Детализированный чертеж включает в себя:

1. Графическое изображение отправочных марок в масштабе 1:10; 1:15; 1:20 со всеми размерами и указаниями, необходимыми для изготовления каждой детали, сборки отправочных элементов и их сварки или клепки.

2. Геометрическую схему (для решетчатых конструкций). 3. Спецификацию деталей для каждой отправочной марки с указанием марки стали.

4. Таблицу отправочных элементов, а также таблицу (спецификацию) заводских сварных швов или заклепок.

5. Примечания, касающиеся изготовления конструкций. При разработке детализированных чертежей следует стремиться к уменьшению числа типов отправочных элементов и деталей каждого элемента, а также к уменьшению числа применяемых сортов и профилей проката.

Основы технологии изготовления металлических конструкций.

Изготовление металлических конструкций выполняется на специализированных заводах металлоконструкций. Работа начинается со склада металла, где в соответствии с технической спецификацией на объект производят комплектацию профилей проката. Прокат поставляется в цех подготовки, в котором изготавливаются заготовки для конструкций. Заготовки деталей и элементов изготавливают по рабочим чертежам стадии КМД. Сборка конструкции из деталей выполняется в цехе сборки, где с помощью сварных прихваток собираются конструкции. При изготовлении большого количества одинаковых конструкций или их отправочных марок, собирают шаблон (копир) конструкции, который в дальнейшем используется в качестве шаблона для сборки таких же конструкций (называют сборка по копиру). Сварка собранных конструкций выполняется в цехе сварки. При выполнении всех операций по подготовке, сборке и сварке ведется тщательный контроль за правильным проведением всех видов операций и работ, соответствию марок сталей, типов профилей, качества сборки и сварочных работ в соответствии с чертежами стадии КМД. После покраски в цехе покраски, конструкции подаются на склад готовой продукции завода.

Раздел VIII. БАЛКИ, БАЛОЧНЫЕ КОНСТРУКЦИИ.

Тема 8.1. Компоновка балочных конструкций, прокатные балки

Рабочие балочные площадки производственных зданий выполняются в виде самостоятельных встроенных в здание сооружений, опирающихся на отдельные колонны. По колоннам устанавливают систему несущих балок (балочную площадку). На балки опирается стальной или железобетонный настил (рисунок 8.1).

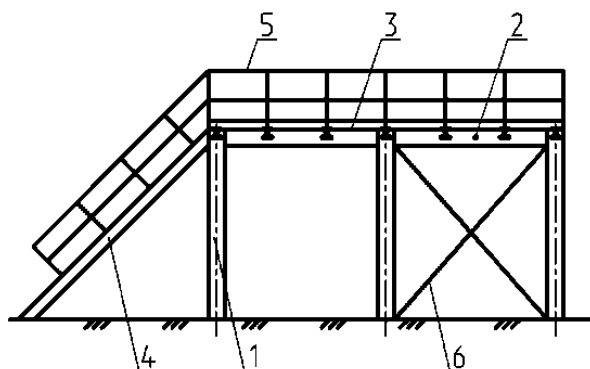


Рисунок 8.1 Технологическая площадка производственного здания:
 1– колонны; 2– система несущих балок; 3– настил; 4– лестница; 5–
 ограждение; 6– вертикальные связи по колоннам.

В зависимости от расположения балок балочные площадки разделяются на три основных типа (рисунок 8.2): упрощенный, нормальный и усложненный. В первом типе балочной площадки (рисунок 8.2,а) нагрузка от настила передается непосредственно на балки, опирающиеся на стены или колонны. В балочной площадке второго типа (рисунок 8.2,б) балки настила опираются на главные балки, а те, в свою очередь, на колонны или стены. И в третьем типе балочной площадки (рисунок 8.2,в) балки настила опираются на вспомогательные балки, которые крепятся к главным балкам. Для этого типа балочной площадки нагрузка от настила передается на опоры наиболее длинным путем.

Как правило, балки настила и вспомогательные балки проектируют из прокатных профилей, а главные – могут быть как прокатными (из больших профилей), так и составными (сварные или болтовые).

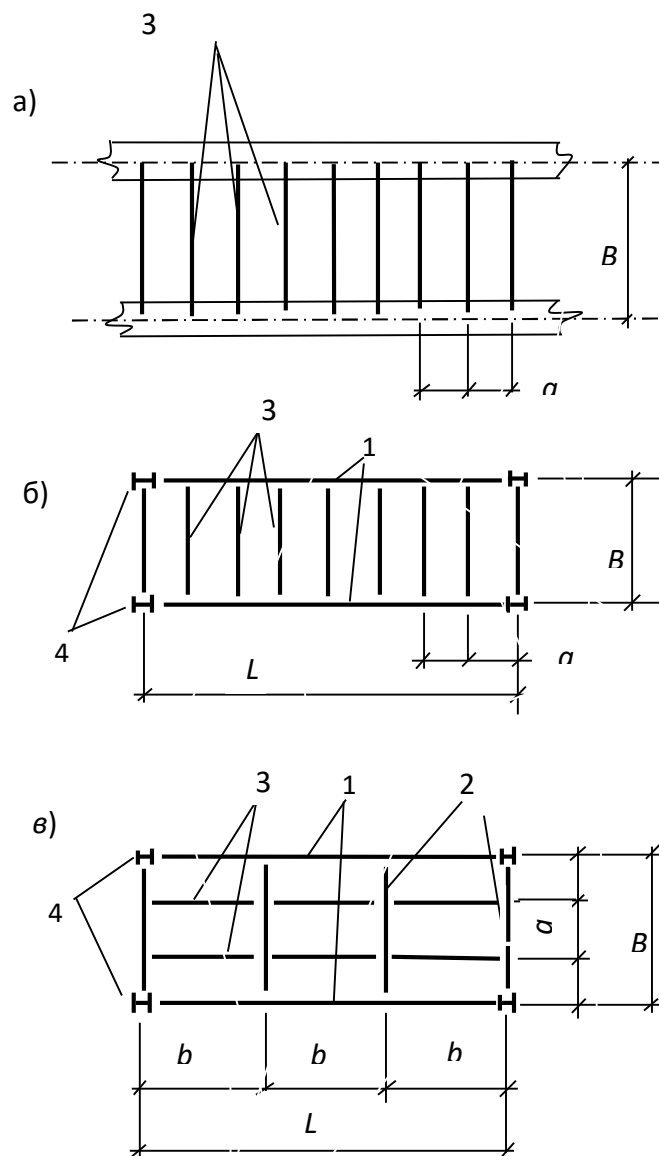


Рисунок 8.2. Типы балочных площадок

- а) – упрощенная; б) – нормального типа; в) – усложненного типа;
 1 – главные балки; 2 – вспомогательные балки;
 3 – балки настила; 4 – колонны

Обычно балки настила проектируют пролетом до 8м. Наиболее рациональным профилем для балок является двутавр, реже балки настила проектируют из швеллеров.

Сопряжение балок может быть этажное, в одном уровне и пониженное (рисунок 8.3).

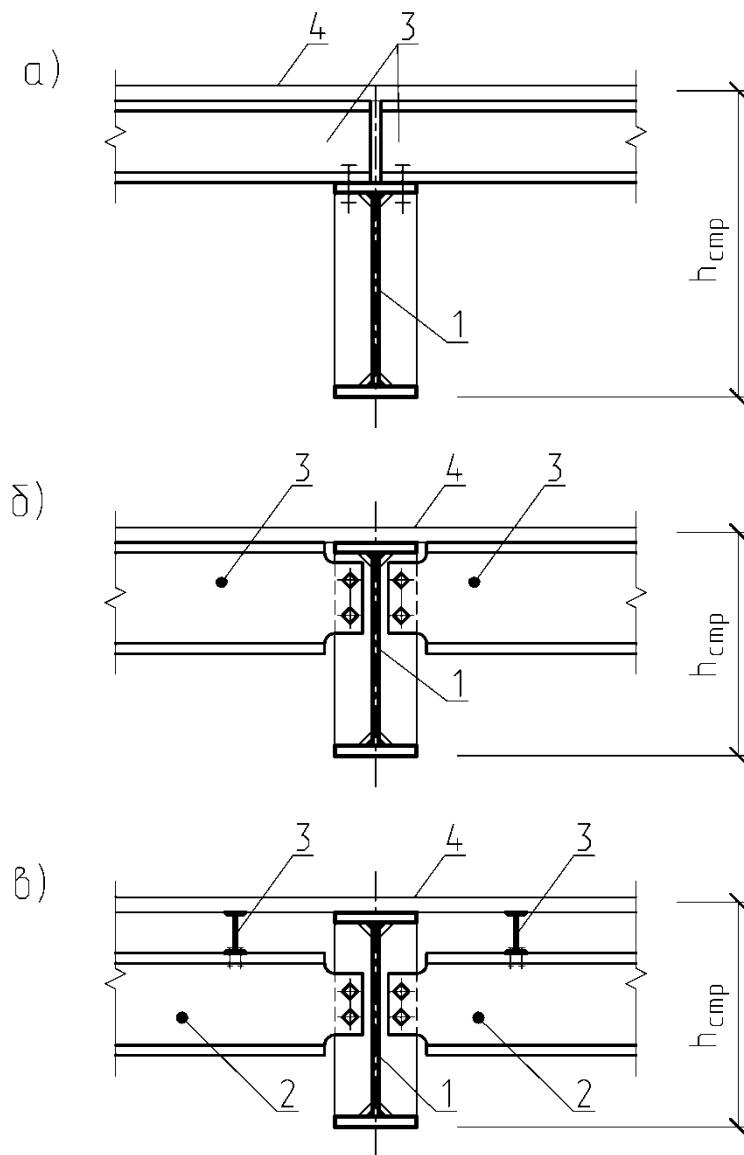


Рисунок 8.3. Схемы сопряжений балок:
 а) – этажное сопряжение; б) – сопряжение в одном уровне;
 в) – пониженное сопряжение; 1 – главные балки;
 2 – вспомогательные балки; 3 – балки настила; 4 – настил

Размер от нижнего пояса главной балки до верха настила называется строительной высотой перекрытия балочной площадки.

Схему балочной площадки обычно назначают исходя из расположения технологического оборудования и в зависимости от типа настила.

Балки настила в плане рекомендуется размещать с постоянным шагом по длине поддерживающих их балок (главных или вспомогательных). Шаг балок настила определяется несущей способностью и жесткостью настила и обычно назначается равным 0,6...1,6 м при стальном настиле и 1,5...3,5 м при железобетонном настиле.

Толщину стального и железобетонного монолитного настилов определяют расчетом. В курсовом проекте рекомендуемая толщина настила в

зависимости от шага балок и временной полезной нормативной нагрузки приведена в таблицах 1 и 2 приложения 1.

Балки настила можно проектировать разрезными и неразрезными. Последняя статическая схема удобна при этажном сопряжении балок (см. рис. 8.3, а).

Главные балки ориентируют в направлении большего шага колонн (продольного или поперечного) и, как правило, их проектируют разрезными. Пролет главных балок может быть 9...18 м. Для удобства перевозки главные балки делят на отправочные элементы, которые на монтаже объединяют в единую конструкцию с использованием накладок на сварке или высокопрочных болтах.

При установке главных балок на колонны сбоку возможно размещение балок настила по осям колонн (рисунок 8.2, б). При установке главных балок на колонны сверху следует избегать размещения балок настила непосредственно над опорами главных балок. В этом случае балки настила смещают на полшага от оси колонны или устанавливают спаренные балки меньшей мощности (рис. 8.4).

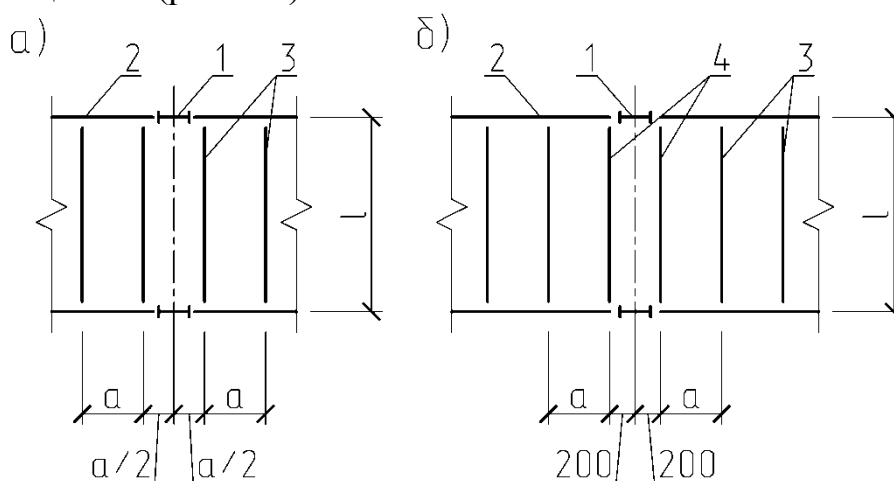


Рисунок 8.4. Размещение балок настила при установке главных балок на колонны сверху:

а) – со смещением балок настила на полшага; б) – с использованием спаренных балок с меньшей несущей способностью; 1 – колонны; 2 – главные балки; 3 – балки настила; 4 – спаренные балки.

При расположении монтажного стыка главных балок в середине их пролета установка балок настила в этом месте не рекомендуется. Для этого по длине главной балки принимается нечетное количество шагов балок настила.

8.1.1. Расчет прокатных балок.

Расчет на прочность балок (кроме балок с гибкой стенкой), изгибаемых в одной из главных плоскостей, следует выполнять в соответствии с 5.12 [8] по формуле

$$\frac{M}{W_{n,\min} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (8.1)$$

где M - расчетное значение изгибающего момента;

$W_{n,\min}$ – минимальный момент сопротивления сечения балки.

Разрезные балки, несущие статическую нагрузку, для которых обеспечена общая устойчивость (сжатый пояс раскреплен жестким настилом), обеспечена местная устойчивость стенки и полок и в месте, где действует M_{max} касательные напряжения $\tau \leq 0,9 R_s$, можно рассчитывать с учетом развития пластических деформаций. В этом случае, расчет балок на прочность при изгибе в одной из главных плоскостей выполняют по формуле:

$$\frac{M}{c_1 W_{n,\min} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (8.2)$$

где $c_1 W_{n,\min} = W_{pl}$ – пластический момент сопротивления;

c_1 – коэффициент, принимаемый не менее единицы и не более коэффициента «с» по таблице 66 [8].

На первом этапе расчета балок настила расчетные усилия разрешается определять

$$M = \alpha \cdot M_0 \quad \text{и} \quad Q = \alpha \cdot Q_0;$$

где M_0 и Q_0 – соответственно балочные значения момента и поперечной силы;

$\alpha = 1,01 \dots 1,02$ – коэффициент, учитывающий собственный вес балок.

При расчете балок настила и второстепенных балок требуемый момент сопротивления соответственно определяют по формуле:

$$\text{при упругой стадии работы материала} \quad W_{calc} = \frac{M}{R_y \cdot \gamma_c},$$

$$\text{при работе в пластической стадии} \quad W_{calc} = \frac{M}{c_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c}$$

По значению W_{calc} из сортамента в соответствии с принятым сечением (двутавр, швеллер и др.) выбирают близлежащий номер профиля, у которого $W_{n,\min} \geq W_{calc}$.

$W_{n,\min}$ – момент сопротивления сечения нетто, принятый по сортаменту.

Коэффициент «с₁» в первом приближении расчета можно принять равным

$$c_1 = 1,12.$$

Принимая во внимание, что при определении расчетных усилий нагрузка от собственного веса балки принималась приближенно или вообще не учитывалась, следует выполнить корректировку при определении нагрузок с учетом точного веса балки и уточнить расчетные значения действующих

усилий M и Q . Затем уточняют коэффициент « c_1 » и проверяют прочность принятого сечения балки на изгиб по формулам 8.1 или 8.2.

Проверку прочности прокатных балок на сдвиг в соответствии с 5.12 [8] выполняется по следующей формуле:

$$\frac{Q \cdot S}{I \cdot t_w R_s \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (8.3)$$

где Q - расчетное значение поперечной силы;

S - статический момент сдвигаемой части сечения брутто относительно нейтральной оси;

I - момент инерции поперечного сечения;

t_w - толщина стенки.

Сечение балок считается подобранным удовлетворительно, если отношение усилий по формуле 8.1 или 8.2 и 8.3 минимально близко к 1,0.

Проверка жесткости балок выполняется на нормативные нагрузки.

Прогибы балки не должны превышать предельных значений установленных нормами проектирования. Для разрезной балки, загруженной равномерно распределенной нагрузкой, прогиб можно определить по формуле

$$f_{\max} = \frac{5q_n l^4}{384 E J} \leq f_u, \quad (8.4)$$

где q_n - нормативная нагрузка;

l - пролет балки;

f_u - предельное значение прогиба, принимаемое по приложению 3 [11].

При невыполнении проверки на жесткость, необходимо увеличить сечение балки и снова определить f_{\max} .

Проверка общей устойчивости прокатных балок не требуется, если выполняется одно из следующих условий:

1) при передаче нагрузки через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и непрерывно с ним связанный (железобетонные плиты или стальной настил);

2) если отношение расчетной длины балки l_{ef} из плоскости действия нагрузки (или длины участка балки между связями) к ширине сжатого пояса b_f не превышает предельно допустимых значений (l_{ef}/b_f), определяемых по формулам таблицы 8 [8].

Если эти требования не выполняются, то проверку общей устойчивости балок необходимо вести в соответствии с 5.15[8].

Проверка местной устойчивости поясов и стенки прокатных балок не требуется, т.к. она обеспечена их толщинами, принятыми в сортаменте.

Тема 8.2. Проектирование составных балок

8.2.1. Подбор сечения составной балки. В балочной площадке главные балки, как правило, проектируют из составных сварных двутавров симметричного сечения (рисунок 8.5), реже – несимметричного сечения.

Для экономии материала в составных балках изменяют сечение по длине в соответствии с эпюрой изгибающих моментов. В этом случае упруго-пластическая работа материала не допустима.

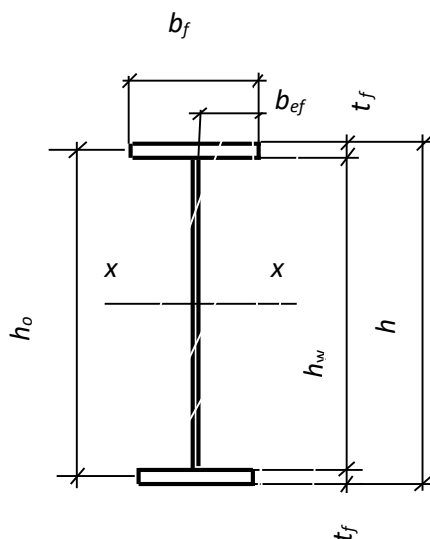


Рисунок 8.5. Сечение составной сварной балки.

Определение нагрузок и расчетных усилий.

При определении нагрузок на главную балку необходимо учитывать нагрузки от покрытия, тип балочной площадки, конструкцию сопряжения балок настила (этажное или в одном уровне) с главной. Нагрузки от собственного веса главных балок учитывают приближенно путем увеличения опорных реакций балок настила на 2...5 % в зависимости от значения нагрузки и пролета главной балки. При количестве балок настила $n > 5$ опорные реакции балок могут быть заменены эквивалентной равномерно распределенной нагрузкой

$$q_{\text{экр}} = (1,02 \dots 1,05) F / a,$$

где F – опорное давление двух балок настила;

a – шаг балок настила (расстояние между сосредоточенными силами).

Расчетный изгибающий момент в середине пролета главной балки и поперечная сила на опоре будут равны

$$M = \frac{q_{y\acute{e}a} \cdot l^2}{8}; \text{ и } Q = \frac{q_{y\acute{e}a} \cdot l}{2}, \quad (8.5.)$$

где l – пролет главной балки.

Определение высоты балки. Проектирование составных балок обычно ведут в два этапа:

- 1) компоновка и подбор сечения балки;
- 2) проверка прочности, жесткости и устойчивости балки в целом и ее элементов.

Подбор сечения балки начинают с определения ее минимальной высоты (h_{\min}), при которой она будет удовлетворять заданным условиям жесткости. Для однопролетной шарнирно опертой по концам балки постоянной жесткости, нагруженной равномерно распределенной по всему пролету нагрузкой, минимальная высота сечения определяется по формуле

$$h_{\min} = \frac{5 R_y \cdot l^2 \cdot (g_n + p_n)}{24 E \cdot f_u (g + p)}, \quad (8.6)$$

где g_n, p_n – соответственно нормативная постоянная и временная нагрузки;

f_u – нормируемое предельное значение прогиба балки (для главной балки, чаще всего, $f_u = 1/400 l$).

Затем определяют оптимальную высоту сечения балки (h_{opt}). Как правило, оптимальное сечение балки по расходу металла имеет место, когда площади сечений поясов и стенки равны между собой.

Оптимальную высоту сечения балки можно определить по формуле

$$h_{opt} = k \sqrt{\frac{W_{calc.}}{t_w}}. \quad (8.7)$$

где $W_{calc.} = \frac{M}{R_y \cdot \gamma_c}$ – требуемый момент сопротивления балки;

$k = 1,15$ – для балки постоянного по длине сечения;

$k = 1,1$ – для балки переменного сечения.

t_w – толщина стенки предварительно можно определить по эмпирической формуле :

$$t_w = 7 + \frac{3h}{1000} \text{ (мм)} \quad (8.8)$$

где высоту балки можно принять

$h = (1/8 \dots 1/12)l$ (м) – для разрезных;

$h = (1/14 \dots 1/20)l$ (м) – для неразрезных.

Рекомендуемая толщина стенки в зависимости от высоты балки приведена в таблице 8.1.

Таблица 8.1. Рекомендуемые толщины стенок составных балок и их гибкости

$h, \text{м}$	≤ 1	1,5	2,0	3,0
$t_w, \text{мм}$	8...10	10...12	12...14	16...18
$\lambda_w = h / t_w$	100..125	125...150	145...165	165...185

Кроме того, высота сечения балки должна быть не более строительной высоты перекрытия (h_{cmp}), назначаемой из условий компоновки здания, и не более транспортного габарита по высоте $h_{mp} \leq 3,85 \text{м}$.

Наиболее целесообразно принимать высоту балки близкой к оптимальной высоте h_{opt} и не меньшей h_{min} , установленной из условия допустимого прогиба балки. Естественно, что во всех случаях принятая высота балки должна быть не выше заданной строительной высоты перекрытия.

Рекомендуется также высоту стенки балки назначать с учетом сортамента на листовой прокат (см. приложение 3). Если высота подобранного значения отличается от размеров листов проката, следует назначать высоту составной балки кратной 50 мм при $h \leq 1 \text{ м}$ и кратной 100 мм – при $h > 1 \text{ м}$.

Определение толщины стенки. После назначения высоты балки определяют толщину стенки. Минимальную толщину стенки определяют исходя из условий работы ее на срез, в соответствии с сортаментом на прокат.

Предварительно высоту стенки принимают (рис, 8.5).

$$h_w = h - (2...6) \text{ см или } h_w = (0,95...0,98) h,$$

где h – высота сечения балки.

Определяют толщину стенки из условия ее работы на срез

$$t_{w.min} = k' \frac{Q}{h_w \cdot R_s \cdot \gamma_c}, \quad (8.9)$$

где $k' = 1,2$ – при работе на срез всего двутаврового сечения, при опирании балки на колонну сверху по типу, приведенному на рисунке 8.13, б;

$k' = 1,5$ – при работе на срез только стенки балки (без учета поясов), когда опирание сварной балки на колонну выполняется через опорное ребро, приваренное к торцу балки, по типу, приведенному на рисунке 8.13, а, в;

Q – максимальная поперечная сила для балки.

Если толщина $t_{w.min}$ будет отличаться более чем на 2 мм от ранее принятой по формуле (4.4) для определения h_{opt} , тогда следует назначить толщину стенки $t_w \approx t_{w.min}$ и затем откорректировать значения h_{opt} и h .

Толщину стенки из условия обеспечения местной устойчивости без дополнительной постановки продольных ребер жесткости определяют по формуле

$$t_w \geq \frac{h_w}{6} \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (8.10)$$

Окончательную толщину стенки t_w принимают из толщин, полученных по формулам (8.9) и (8.10), и увязывают с сортаментом на листовой прокат.

Обычно минимальную толщину стенки принимают t_w не менее 8 мм (очень редко 6 мм) и назначают при толщине листов до 12 мм кратной 1 мм, а при большей толщине (до 20 мм) – кратной 2 мм. Стенки толщиной более 14 мм проектируют сравнительно редко – как правило, в балках высотой более 2 м и при отношении $h_{opt} / t_w = 160 \dots 220$.

Подбор сечения поясов. После назначения высоты стенки переходят к расчету размеров поясов.

В сварных балках пояса обычно принимают из одиночных листов универсальной стали. Из условия свариваемости толщину поясов назначают не более 2...3 толщин стенки ($t_f \leq 3 t_w$). Применение поясных листов с $t_f > 30$ мм нерационально, так как в этом случае снижается расчетное сопротивление стали.

Ширину пояса составной балки принимают обычно в пределах $b_f = (1/3 \dots 1/5) \cdot h$, но не менее 180 мм ($b_f \geq 180$ мм). При $b_f / h > 1/3$ существенно проявляется неравномерность напряжений по ширине пояса, а при $b_f / h < 1/5$ мала боковая жесткость пояса балки. Поэтому по конструктивным соображениям ширину пояса $b_f < 180$ мм или $b_f < h / 10$ принимать не следует.

Подбор сечения поясов составных балок производится в следующем порядке:

- 1) определяется момент инерции стенки

$$J_{w,calc} = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12}, \quad (8.11)$$

где $h_w \approx (0,96 \dots 0,98) h$ – принимают предварительно.

2) момент инерции поясов

$$J_{f,calc} = J_{calc} - J_{w,calc}, \quad (8.12)$$

где $J_{calc} = W_{calc} \cdot h / 2$ – требуемый момент инерции всего сечения балки;

3) определяют площадь сечения одной полки, учитывая, что момент инерции полок $J_f \approx 2A_f(h_0/2)^2$, где $h_0 = h_w + 0,5(h - h_w)$

$$A_{f,calc} = \frac{2J_{f,calc}}{h_0^2}; \quad (8.13)$$

4) задавшись шириной полки $b_f \approx \frac{1}{4} h$, определяют требуемую толщину

полок

$$t_{f,calc} \geq A_{f,calc} / b_f. \quad (8.14)$$

Окончательно размеры t_f и b_f увязывают с сортаментом на листовой прокат. Ширину полки b_f рекомендуется принимать кратной 10 мм так, чтобы фактическая площадь полок была не менее расчетной:

$$A_f = b_f \cdot t_f \geq A_{f,calc}.$$

При назначении размеров t_f и b_f сжатого пояса необходимо, чтобы соблюдалось условие обеспечения местной устойчивости свеса полки, а именно

$$b_{ef} / t_f \leq 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

где $b_{ef} = 0,5(b_f - t_w)$.

Для растянутого пояса балки не рекомендуется принимать ширину $b_f > 30t_f$ из условия равномерного распределения напряжений по ширине пояса.

Проверка прочности балки. После назначения размеров элементов сечения балки выполняют ее поверочный расчет.

1). Проверка прочности балок на изгиб, работающих в упругой стадии относительно оси x-x, производится по формуле

$$\frac{M}{W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (8.15)$$

где $M = M_{max}$ – максимальный изгибающий момент от внешней нагрузки с учетом фактического веса балки;

$W_x = \frac{2J_x}{h}$ – момент сопротивления сечения балки;

$J_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2b_f t_f \left(\frac{h_w + t_f}{2} \right)^2$ – момент инерции сечения балки;

$h_w = h - 2t_f$ – высота стенки балки.

Отношение величин по формуле (8.15) должно быть как можно ближе к единице, превышение – не допускается.

Если эти условия не выполняются, то необходимо подкорректировать сечение балки. Обычно это достигается изменением размера ширины полки b_f .

2). Проверка касательных напряжений производится для сечения с поперечной силой $Q = Q_{max}$. Как правило, это относится к сечениям балок в приопорных зонах. Проверка прочности по касательным напряжениям выполняется по формуле

$$\frac{Q \cdot S_x}{I_w \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (8.16)$$

где $S_x = b_f t_f (h_w + t_f) / 2 + t_w h_w^2 / 8$ – статический момент полусечения балки относительно нейтральной оси (ось x-x).

Для балок переменного сечения проверка прочности по касательным напряжениям по формуле (8.16) выполняется после расчета по изменению сечения балки по длине.

3). Проверка жесткости балки требуется только тогда, когда сама высота сечения балки меньше минимальной ($h < h_{min}$).

8.2.2. Изменение сечения балки по длине пролета.

Сечение балок подбирают по максимальному моменту. Ближе к опоре моменты уменьшаются и для разрезных балок равны нулю. Поэтому для экономии материала выполняют изменение сечения балки. Теоретически самой экономичной по расходу металла является балка, моменты сопротивления сечений которой повторяют очертание эпюры изгибающих моментов.

В разрезных сварных балках используют обычно два варианта изменения сечений: за счет изменения ширины пояса или высоты стенки (рисунок 8.6, а, б). В балках пролетом до 30 м обычно выполняют одно изменение сечения (по одну сторону от оси симметрии балки по длине).

Наиболее экономичными балками по расходу материала могут быть сечения, полученные при непрерывном изменении ширины поясов балки (рисунок 8.6, в). Однако и в этом случае увеличиваются трудозатраты на изготовление. Такой вид изменения сечения балок используется редко.

Как правило, изменение сечения балки выполняют изменением ширины пояса на расстоянии $x = (1/5 \dots 1/6)l$ от опоры (рисунок 8.6, а). Целесообразно толщину полки оставлять без изменения и уменьшать ширину полки. При равномерно распределенной нагрузке q изгибающий момент M_1 в месте изменения сечения на расстоянии x от опоры определяется по формуле

$$M_1 = q \cdot x(l-x)/2. \quad (8.17)$$

Поясные листы в месте изменения сечения можно варить прямым швом встык (рисунок 8.7, а) или с применением косо́го шва (рисунок 8.7, б). Если стыковать растянутый пояс прямым швом с выводом начала и конца шва на технологические планки с применением физических методов контроля или же выполнять косо́й (равнопрочный) стык, то при определении требуемого момента сопротивления балки в месте изменения сечения следует использовать расчетное сопротивление стыкового шва $R_{wy} = R_y$. В других случаях

$R_{wy} = 0,85 R_y$. Для сжатых стыковых швов $R_{wy} = R_y$.

Требуемый момент сопротивления балки в месте изменения сечения можно определить по формуле

$$W_{calc,1} = \frac{M_1}{R_{wy} \cdot \gamma_c}. \quad (8.18)$$

Далее определяется требуемая площадь пояса в месте изменения сечения

$$A'_{f,calc} = 2 \left[W_{calc,1} \cdot \frac{h}{2} - \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} \right] / (h_w + t_f)^2.$$

Тогда ширина пояса в месте изменения сечения будет равна

$$b_{f,1} \geq \frac{A'_{f,calc}}{t_f}. \quad (8.19)$$

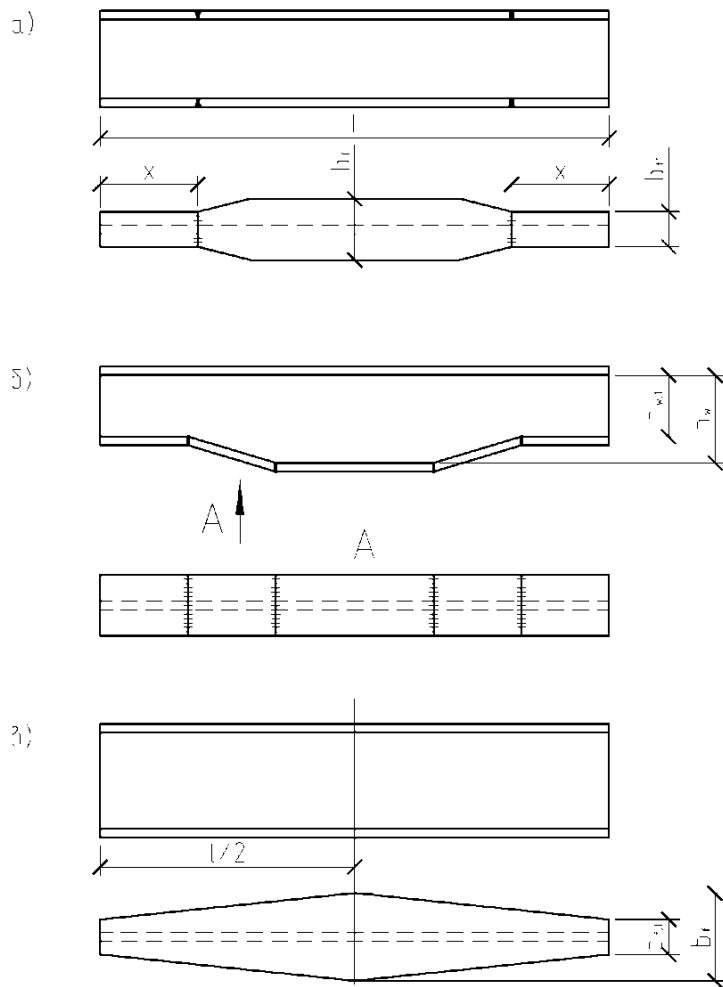


Рисунок 8.6.. Изменения сечений балок:
 а) – изменение ширины полок; б) – изменение высоты стенки;
 в) – непрерывное изменение ширины поясов.

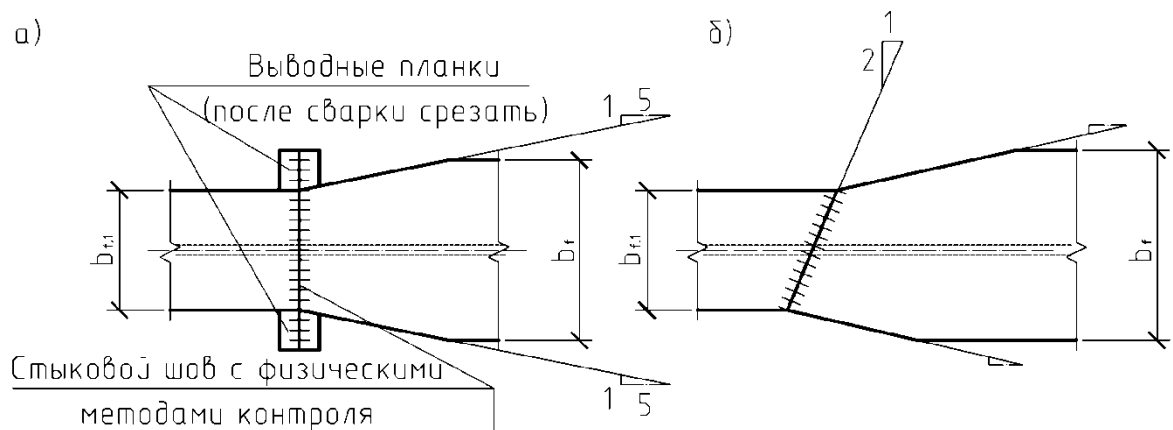


Рисунок 8.7. Конструкция стыка нижнего пояса (растянутого):
 а) – с прямым швом при применении физических методов контроля (с выводом концов шва на выводные планки); б) – с косым равнопрочным швом.

При окончательном назначении ширины пояса необходимо, чтобы соблюдались следующие технологические и конструктивные условия:

$$b_{f,1} \geq 0,5 b_f; \quad b_{f,1} \geq 0,1h \quad \text{и} \quad b_{f,1} \geq 180 \text{ мм.}$$

По большему из них назначают ширину полки $b_{f,1}$. Если ширина пояса $b_{f,1}$,

подсчитанная по формуле (8.19), оказалась значительно меньше назначенной, рекомендуется по заданной ширине пояса уточнить место изменения сечения балки.

Место изменения сечения определяется из условия равенства несущей способности балки в этом месте внешнему изгибающему моменту $M' = M_1$,

где $M' = W_{x,1} \cdot R_{wy} \cdot \gamma_c$ – несущая способность балки измененного сечения;

$W_{x,1}$ – момент сопротивления балки с шириной полки $b_{f,1}$;

$M_1 = qx(\ell - x)/2$ – изгибающий момент в месте изменения сечения от внешней нагрузки.

Решив квадратное уравнение, определяют x_1 и x_2 – расстояния от опоры до мест изменения сечения

$$x_{1,2} = \frac{l}{2} \pm \sqrt{\frac{l^2}{4} - \frac{2M'}{q}}$$

Проверку прочности стенки в месте изменения сечения балки производят по приведенным напряжениям, так как в этом месте действуют значительные нормальные и касательные напряжения (рисунок 8.8). Наиболее неблагоприятным является сечение стенки в уровне поясных швов в месте соединения полок со стенкой.

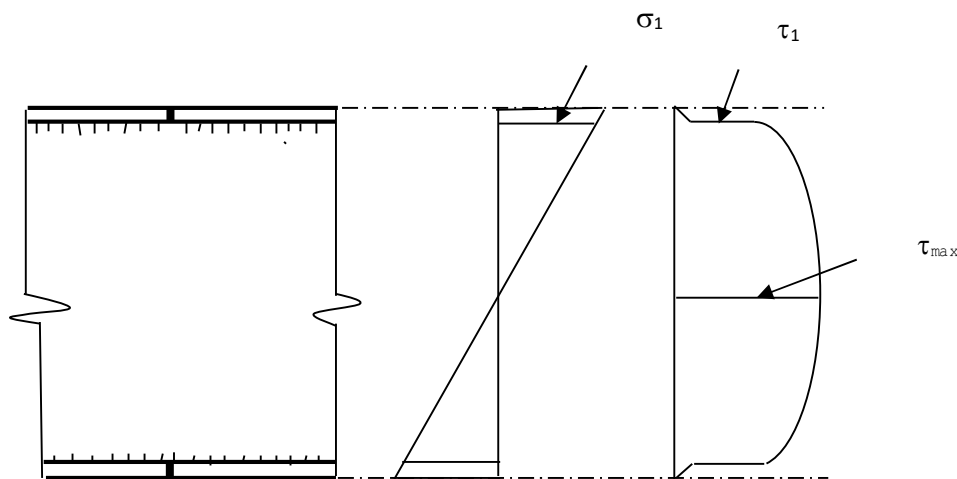


Рисунок 8.8. Напряженное состояние стенки.

Проверку прочности стенки по приведенным напряжениям производят по формуле

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} \leq 1,15 R_y \gamma_c, \quad (8.20)$$

$$\text{где } \sigma_1 = \frac{M_1 \cdot h_w}{W_{x,1} \cdot h} \leq R_y \gamma_c \quad \text{и} \quad \tau_1 = \frac{Q_1 \cdot S_{f,1}}{J_{x,1} \cdot t_w} \leq R_s \gamma_c ;$$

где M_1 и Q_1 – соответственно изгибающий момент и поперечная сила в месте изменения сечения;

$$Q_1 = q \left(\frac{l}{2} - x \right);$$

$S_{f,1} = b_{f,1} \cdot t_f (h_w + t_w) / 2$ – статический момент полки в измененном сечении;

$$J_{x,1} = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2b_{f,1} \cdot t_f \left(\frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 \text{ – момент инерции измененного сечения.}$$

Проверка прочности стенки по касательным напряжениям производится у опоры, где действует максимальная поперечная сила Q_{\max}

$$\frac{Q_{\max} \cdot S_x}{I_{x,1} \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (8.21)$$

где $S_x = S_{x,1} = b_{f,1} \cdot t_f (h_w + t_w) / 2 + t_w h_w^2 / 8$ – статический момент полусечения балки (в измененном сечении балки).

Проверка жесткости балок относится ко второй группе предельных состояний. Расчет ведут на нормативные нагрузки. Для главных балок постоянного по длине сечения при равномерно распределенной нагрузке проверку жесткости можно выполнять по формуле 8.4.

Для балок переменного сечения из-за уменьшения сечения у опоры посредством уменьшения ширины пояса снижается общая устойчивость балок и увеличиваются прогибы. Так для однопролетной балки, шарнирно опертой при равномерно распределенной нагрузке по всему пролету и изменении сечения на расстоянии $(1/6)l$ от опоры, проверку жесткости можно выполнить по формуле

$$f_{\max} = \frac{1}{54} \cdot \frac{q_n l^4}{384} \left(\frac{13}{EJ_{x,1}} + \frac{257}{EJ_x} \right) \leq f_u, \quad (8.22)$$

где J_x и $J_{x,1}$ – моменты инерции полного и измененного сечений балки; t_u – предельное значение прогиба, принимаемое по нормативной литературе .

8.2.3. Проверка общей устойчивости балок составного сечения.

Общую устойчивость балок можно не проверять при передаче нагрузки через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс, а также, если отношение расчетной длины балки l_{ef} из плоскости действия нагрузки (или длины участка балки между связями) к ширине сжатого пояса b_f не превышает предельно допустимых значений, равных:

– при приложении нагрузки к верхнему поясу (формула 35 [8])

$$\frac{l_{ef}}{b_f} \leq \left[\frac{l_{ef}}{b_f} \right] = \left[0,35 + 0,0032 \frac{b_f}{t_f} + \left(0,76 - 0,02 \frac{b_f}{t_f} \right) \frac{b_f}{h_0} \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (8.23)$$

где $h_0 = h_w + t_f$ – расстояние между центрами тяжести поясов балки.

Формула (8.23) справедлива при

$$1 \leq \frac{h_0}{b_f} < 6 \quad \text{и} \quad 15 \leq \frac{b_f}{t_f} \leq 35.$$

Для балок с отношением $b_f/t_f < 15$ в этих формулах следует принимать $b_f/t_f = 15$. Здесь b_f и t_f – соответственно ширина и толщина сжатого пояса.

При невыполнении указанных требований общую устойчивость балок следует проверять по формуле

$$\frac{M}{W_c \varphi_b R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (8.24)$$

где W_c – момент сопротивления для сжатого пояса;

φ_b – коэффициент, определяемый по 5.15 [8].

Расчетную длину l_{ef} балки из ее плоскости принимают равной расстоянию между связями или точками закрепления жесткого настила, препятствующими поперечному смещению сжатого пояса. При отсутствии связей или креплений настила $l_{ef} = l$, $l_y = l$, где l – пролет балки.

Если окажется, что общая устойчивость балки не обеспечена, то следует уменьшить расчетную длину сжатого пояса, установив дополнительно связи.

8.2.4. Проверка местной устойчивости элементов сечения составной балки

Потери местной устойчивости характеризуются выпучиванием отдельных участков сжатого пояса или стенки балки.

1) Местная устойчивость сжатого пояса. Пояс балки является пластинкой шириной $b_{ef} = (b_f - t_w)/2$ (свес полки), защемленной по одной продольной стороне стенки балки, нагруженной равномерно распределенными сжимающими напряжениями. При достижении напряжений критических значений пояс балки теряет устойчивость, выпучиваясь по синусоидальной кривой.

Местную устойчивость сжатого пояса балки обычно обеспечивают соответствующим выбором отношения свеса пояса b_{ef} к толщине t_f .

Местная устойчивость сжатого пояса (свеса полки) при его упругой работе будет обеспечена, если соблюдается следующее условие:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (8.25)$$

где b_{ef} – расчетная ширина свеса поясных листов, которая принимается равной расстоянию от грани стенки до края поясного листа (полки) (см. рисунок 8.5).

2). Местная устойчивость стенки. Стенка балки представляет собой длинную пластинку, упруго защемленную в поясах. В различных сечениях стенки по длине балки возникают касательные напряжения от сдвига (τ), нормальные напряжения от изгиба (σ) и нормальные напряжения от локальных воздействий (σ_{loc}). Потеря местной устойчивости стенки может произойти отдельно от действия касательных τ , нормальных σ и местных сжимающих σ_{loc} напряжений, а также при совместном их действии.

Местная устойчивость стенки может быть обеспечена путем увеличения толщины стенки или постановкой ребер жесткости.

Ребра жесткости могут быть следующих типов:

- поперечные основные ребра, поставленные на всю высоту стенки;
- продольные ребра;
- промежуточные поперечные короткие ребра (располагают между сжатым поясом и продольным ребром).

При постановке ребер жесткости стенка балки разбивается на отдельные прямоугольные отсеки (пластинки), заключенные между поясами и ребрами, для которых и выполняют проверки местной устойчивости (рисунок 8.9).

Расчетными размерами проверяемых отсеков являются: расстояния между осями поперечных основных ребер жесткости (a) и расчетная высота стеки (h_{ef}), равная в сварных балках полной высоте стенки, и в балках, составленных их прокатных профилей – расстоянию между началами внутренних закруглений.

В соответствии с 7.10 [8], если значение условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ больше 3,2 ($\bar{\lambda}_w > 3,2$) при статической нагрузке стенку балки следует укреплять основными поперечными ребрами жесткости. Ребра жесткости обычно располагаются в местах опирания балок настила или неподвижных сосредоточенных сил и на опорах, желательно с постоянным шагом по длине балки.

Ребра жесткости не располагаются в местах монтажных стыков. При наличии сварного стыка стенки поперечные ребра удаляются от места стыка не менее, чем на 10 толщин стенки.

Расстояние между основными поперечными ребрами жесткости принимают равными, $a \leq 2h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w > 3,2$ и $a \leq 2,5h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w \leq 3,2$.

При $\bar{\lambda}_w > 6$ кроме основных поперечных ребер устанавливают продольные ребра жесткости на расстоянии $h_1 = (0,25 \dots 0,3)h_w$ со стороны сжатого пояса (рис. 8.9).

Устойчивость стенки балки, укрепленной поперечными основными ребрами жесткости, будет обеспечена, если при соблюдении для стенки условия прочности по приведенным напряжениям (формула 8.20) условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w$ не будет превышать $\bar{\lambda}_w \leq 3,5$ – при отсутствии местных напряжений в балках с двусторонними поясными швами.

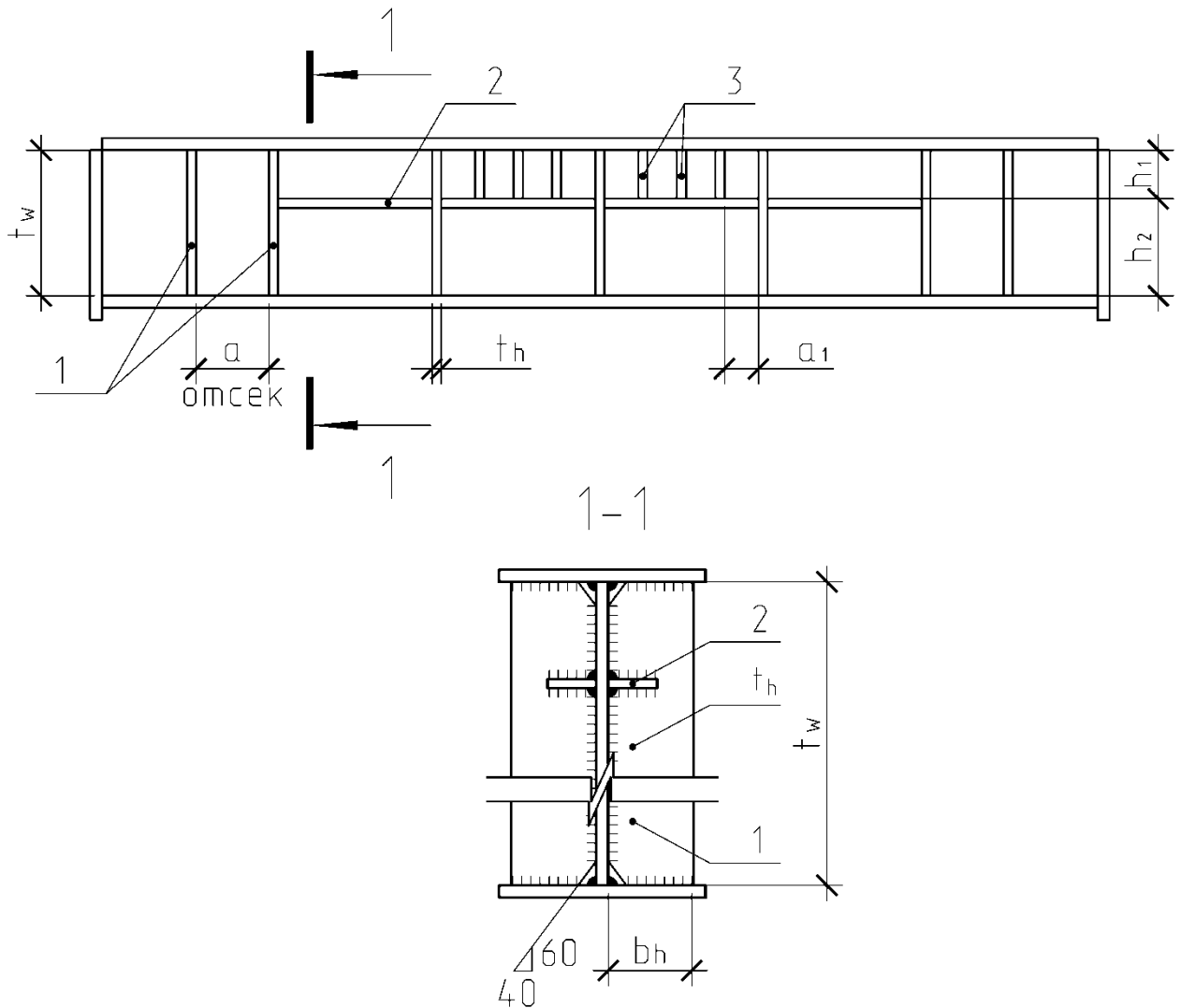


Рисунок 8.9. Ребра жесткости в составной балке:
 1 – основные поперечные ребра; 2 – продольные ребра;
 3 – дополнительные поперечные ребра

3). Проверку местной устойчивости стенки балки симметричного сечения с условной гибкостью стенки $\bar{\lambda}_w \leq 6$, укрепленной только

поперечными основными ребрами жесткости, следует выполнять по формулам:

а) при отсутствии местных напряжений ($\sigma_{loc} = 0$)

$$\sqrt{(\sigma / \sigma_{cr})^2 + (\tau / \tau_{cr})^2} \leq \gamma_c, \quad (8.26)$$

где $\sigma = \frac{M \cdot h_w}{2I}$ – сжимающее напряжение у расчетной границы стенки,

принимаемое со знаком «плюс»;

$\tau = \frac{Q}{t_w \cdot h_w}$ – среднее касательное напряжение в пределах отсека;

γ_c – коэффициент условия работы, принимаемый для балок $\gamma_c = 1$.

Средние значения момента M и поперечной силы Q определяют в расчетном сечении отсека. Отсек – это зона балки длиной a между смежными поперечными ребрами (рис. 8.9). Расчетные сечения балки для отсеков с различным соотношением шага ребер a и высоты стенки h_w следует принимать по рисунку 8.10. Если длина отсека больше его расчетной высоты, то M и Q следует вычислять для более напряженного участка с длиной, равной высоте отсека.

Критические нормальные (σ_{cr}) и касательные (τ_{cr}) напряжения, являющиеся критерием оценки местной устойчивости стенки, зависящей от геометрических размеров отсека, степени защемления стенки поясами, настилом и прочностных свойств стали, определяют в соответствии с 7.4 [8].

Критические нормальные напряжения в рассматриваемом отсеке балки определяют по формуле

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\lambda_w^2}. \quad (8.27)$$

Коэффициент c_{cr} для сварных составных балок определяется по табл. 8.2 в зависимости от значений δ

$$\delta = \beta \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^3 \frac{b_f}{h_{ef}}, \quad (8.28)$$

где b_f , t_f – соответственно ширина и толщина сжатого пояса балки рассматриваемого отсека;

$\beta = \infty$ – при непрерывном опирании плит на пояс балки;

$\beta = 0,8$ – в прочих случаях.

Таблица 8.2 Значения коэффициента c_{cr}

δ	$\leq 0,8$	1,0	2,0	4,0	6,0	10,0	≥ 30
c_{cr}	30,0	31,5	33,3	34,6	34,8	35,1	35,5

Критические касательные напряжения в стенке, укрепленной поперечными ребрами жесткости, определяют по формуле

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\lambda_{ef}^2}, \quad (8.29)$$

где

$$\bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}; \quad (8.30)$$

d – меньшая из сторон отсека, если $a < h_{ef}$, то $d = a$; если $a \geq h_{ef}$, то $d = h_{ef}$; (для сварных балок $h_{ef} = h_w$).

μ – отношение большей стороны отсека к меньшей, если $a < h_{ef}$, $\mu = h_{ef}/a$; если $a \geq h_{ef}$, $\mu = a/h_{ef}$.

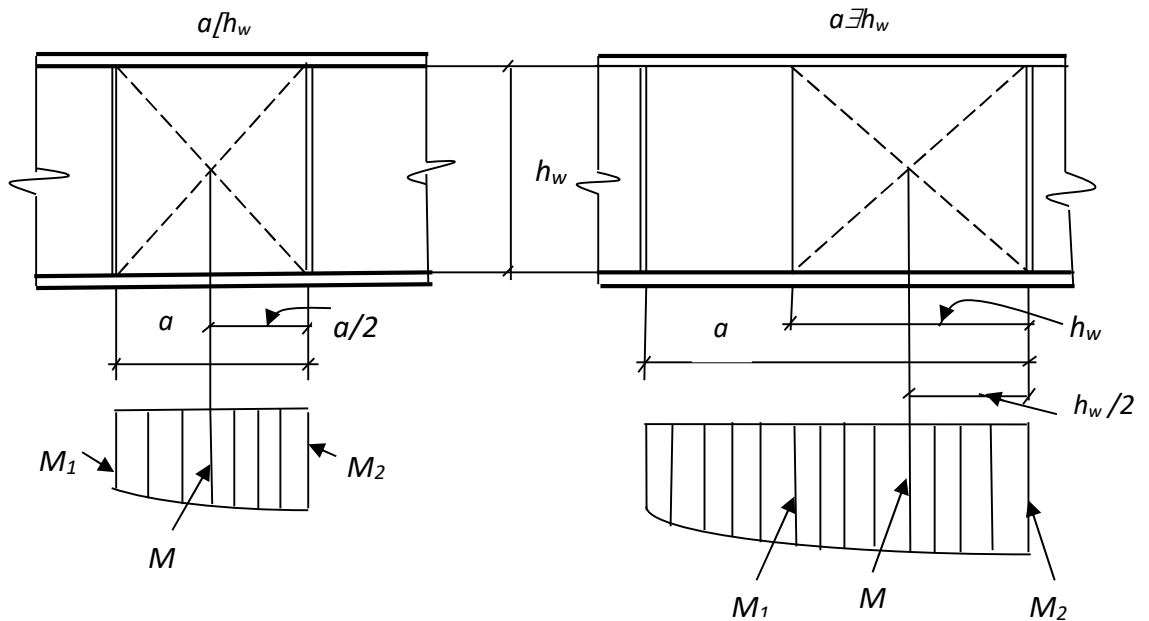


Рисунок 8.10. К определению расчетного изгибающего момента.

При отсутствии поперечных ребер жесткости $\mu = l/h_{ef}$, где l – пролет балки.

Критические касательные напряжения в стенке, неукрепленной ребрами жесткости, определяют по формуле

$$\tau_{cr} = 10,3 \frac{R_s}{\lambda_{ef}^2}. \quad (8.31)$$

После проверки местной устойчивости стенок назначаются размеры ребер жесткости.

Ширину поперечных ребер жесткости (b_h) принимают не меньше:

а) $b_h = \frac{h_w}{30} + 40$ мм – для парных симметричных ребер;

б) $b_h = \frac{h_w}{24} + 50$ мм – для односторонних ребер.

Толщина ребра должна быть не менее $t_s \geq 2b_h \sqrt{\frac{R_y}{E}}$.

Ребра жесткости прикрепляются к стенке непрерывными угловыми одно- или двусторонними швами (см. рисунок 8.11).

Сварные швы назначаются обычно конструктивно (по таблице 38 [8]). При статической нагрузке поперечные ребра привариваются и к поясам балок.

Торцы ребер должны иметь скосы с размерами 40x40мм или 40x60мм для снижения концентрации сварочных напряжений и пропуска поясных швов (рисунок 8.11).

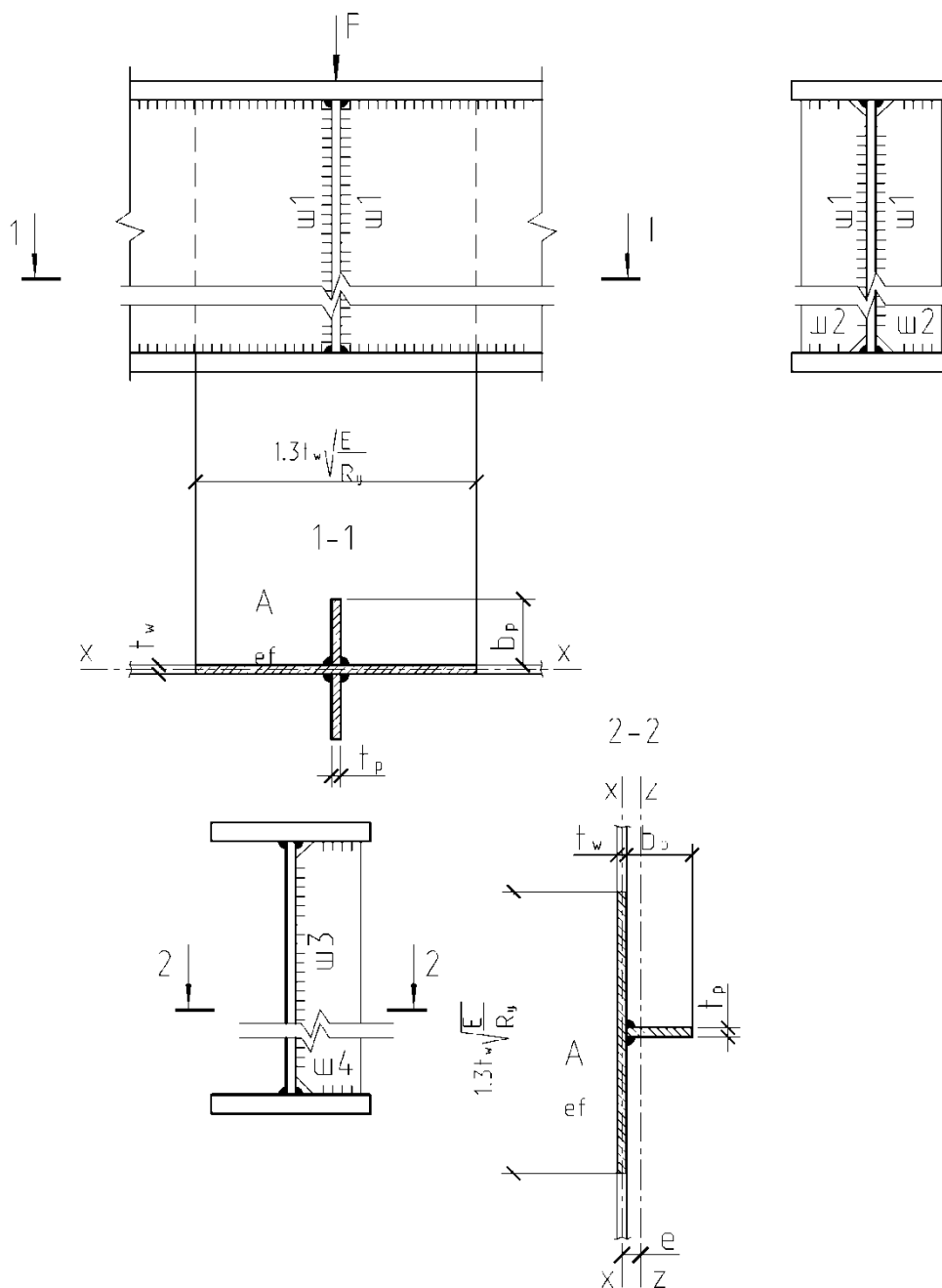


Рис. 8.11. Поперечные ребра жесткости:
а) – парные ребра; б) – одностороннее ребро

8.2.5. Расчет соединения поясов со стенкой

В балках составного сечения соединения поясов со стенкой обычно выполняют с двусторонними или, реже, односторонними угловыми швами (рисунок 8.12).

Поясные соединения обеспечивают совместную работу поясов и стенки и препятствуют их взаимному сдвигу. Сдвигающее усилие на единицу длины пояса определяют по формуле

$$T = \frac{Q_{\max} \cdot S_f}{I_x}, \quad (8.32)$$

где $S_f = A_f \cdot y = (b_f t_f) \cdot y$ – статический момент брутто сдвигаемой части сечения (пояса) относительно нейтральной оси;

y – расстояние от центра тяжести пояса до нейтральной оси х-х (рис. 8.12, а);

Q_{ed} – расчетное значение поперечной силы на опоре балки;

I_x – момент инерции сечения балки брутто (без учета ослабления отверстиями при болтовых соединениях).

Поясные швы выполняют непрерывными, с одинаковым катетом по всей длине балки, Применять односторонние угловые швы (рисунок 8.12, б) допускается при следующих условиях:

- 1) статическая нагрузка, расположенная симметрично относительно вертикальной оси поперечного сечения балки;
- 2) местная устойчивость стенки обеспечена;
- 3) общая устойчивость балки обеспечена;
- 4) отсутствуют местные напряжения в балке ($\sigma_{loc} = 0$);
- 5) материал балки работает в упругой стадии.

Выбор материалов для сварки (типы электродов или сварочной проволоки, флюсов) производится по таблице 55 [7] в зависимости от группы конструкций, климатического района строительства и марки свариваемой стали.

Условие прочности поясных сварных швов на единицу длины при $\sigma_{loc} = 0$, например, при опирании балок настила на главную балку в местах установки поперечных ребер жесткости, если $\beta_f R_{wf} < \beta_z R_{wz}$, можно представить в следующем виде:

$$\frac{T}{n \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (8.33)$$

где n – количество угловых поясных швов ($n = 2$ – при двусторонних и $n = 1$ – при односторонних швах (рисунок 8.12)).

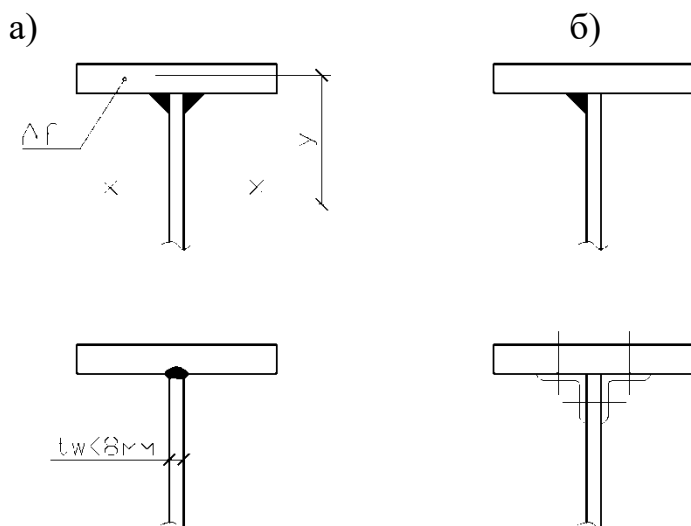


Рисунок 8.12. Узлы соединения полки со стенкой балки составного сечения.

а) – с двухсторонними угловыми швами; б) – с односторонними угловыми швами.

Если $\beta_z R_{wz} < \beta_f R_{wf}$ необходимо выполнить проверку прочности сварного шва по металлу границы сплавления. В этом случае в формуле (8.33) следует вместо β_f , R_{wf} , γ_{wf} подставить β_z , R_{wz} , γ_{wz} .

где R_{wf} – расчетное сопротивление металла сварного шва (см. таблицу 56 [8]);

$R_{wz} = 0,45R_{un}$ – расчетное сопротивление сварного шва по металлу границы сплавления;

R_{un} – нормативное сопротивление стали (см. таблицу 51 [8]);

β_f , β_z – коэффициенты, принимаемые для стали: с пределом текучести $\sigma_m \leq 580$ МПа по таблице 34 [8]; с пределом текучести $\sigma_y > 530$ МПа, независимо от вида сварки, положения шва и диаметра сварочной проволоки $\beta_f = 0,7$ и

$$\beta_z = 1;$$

k_f – катет шва, принимается из условия, что $k_{f,max} \geq k_f \geq k_{f,min}$, здесь $k_{f,max} = 1,2t_{min}$, а t_{min} – меньшая из толщин стенки и пояса балки;

$k_{f,min}$ – минимально допустимый катет, определенный по таблице 38 [8] в зависимости от максимальной толщины свариваемых элементов t , мм;

γ_{wf} , γ_{wz} – коэффициенты условий работы шва, равные 1,0 во всех случаях, кроме случаев, приведенных в 11.2* [8].

8.2.6. Расчет и конструирование опорных частей составных балок

Сопряжение балок со стальными колоннами осуществляется путем их опирания сверху или примыкания сбоку к колонне (рисунок 8.13).

В практике строительства широко применяется конструктивное решение опорной части балки с торцевым ребром (рисунок 8.13, а, в). Конструктивное решение опорной части с внутренними ребрами (рисунок 8.13, б) используется реже, т.к. оно сложнее и не обеспечивает центральной передачи нагрузки на колонну.

Ширину опорного ребра по конструктивным соображениям обычно принимают $b_p \geq 180$ мм. Она не должна быть больше ширины пояса балки на опоре. Задав ширину опорного ребра, определяют его толщину из условия смятия торцевой поверхности

$$t_p = \frac{F}{b_f \cdot R_p \cdot \gamma_c}, \quad (8.34)$$

где F – опорная реакция балки;

$\gamma_c = 1$ – коэффициент условия работы;

R_p – расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности (при наличии пригонки), которое определяется по таблице 52, [8] в зависимости от $R_{ст}$.

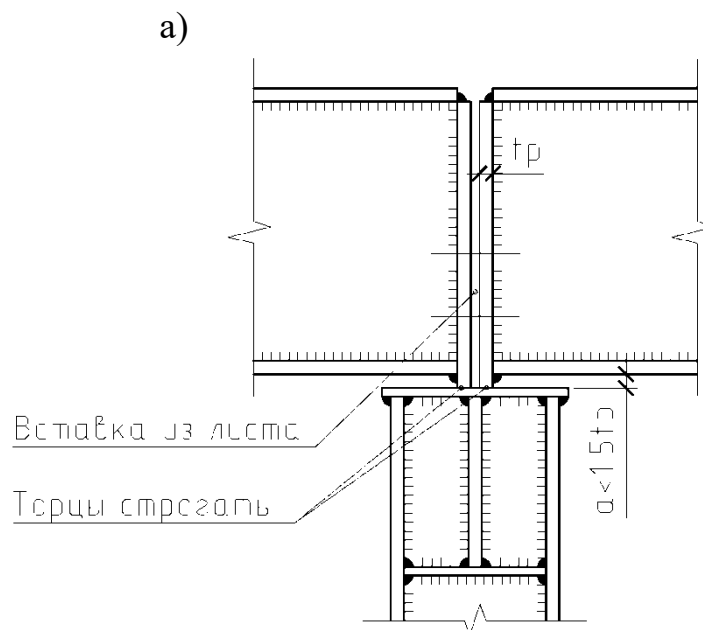


Рисунок 8.13. (начало). Опираие главных балок на колонны:
а) – сверху, через строгальные опорные ребра балки

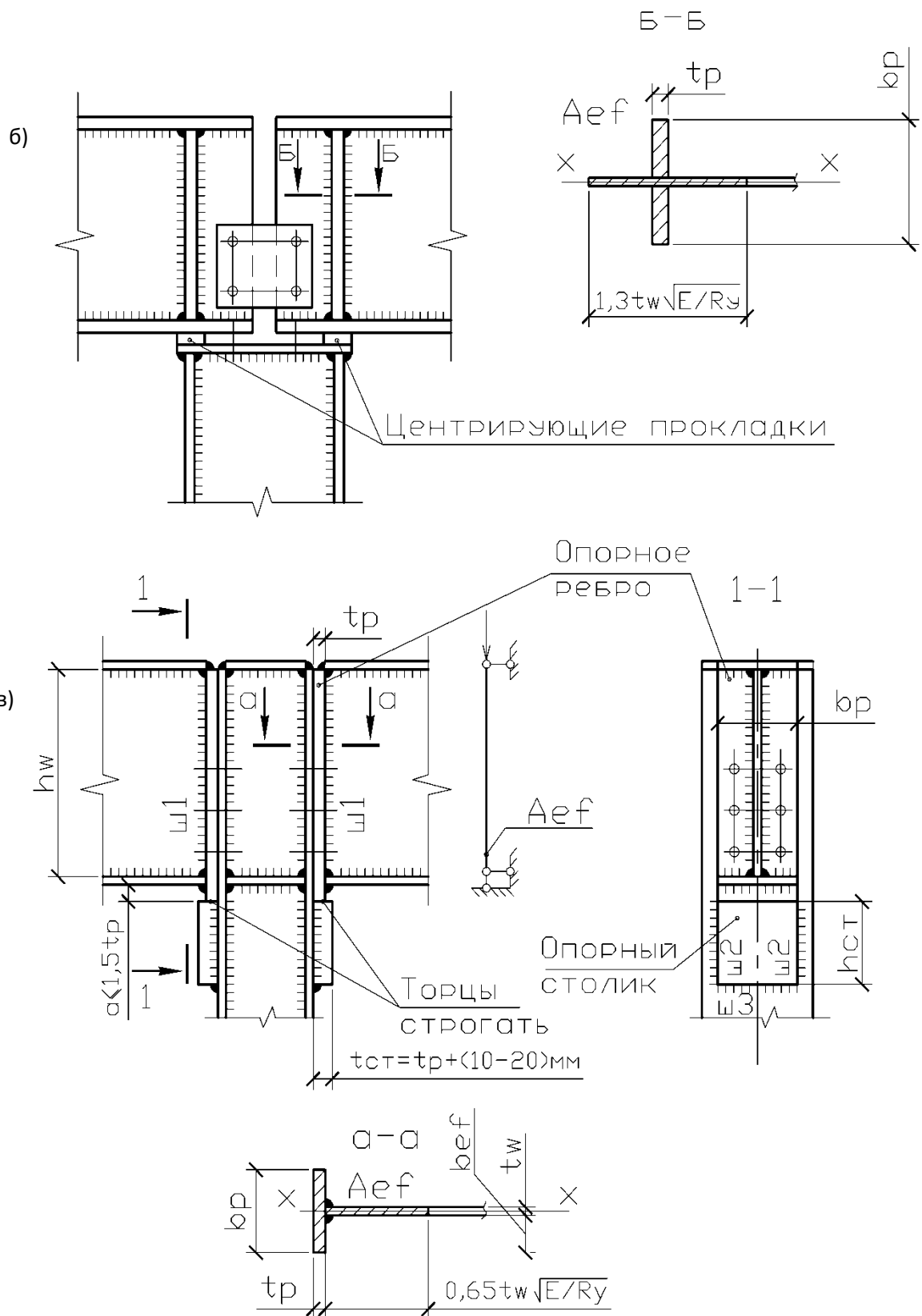


Рисунок 8.13. (продолжение). Опираие главных балок на колонны:
 б) – сверху; в) – сбоку, через строганные опорные ребра балки.

Толщину опорного ребра, обычно, принимают близкой к толщине пояса, но не менее 10...12 мм. Отношение t_p/t_w должно быть не более 3.

Отношение свеса опорного ребра к его толщине из условий местной устойчивости опорного ребра не должно превышать

$$\frac{b'_{ef}}{t_p} \leq (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (8.35)$$

где $b'_{ef} = 0,5(b_p - t_w)$ – расчетная ширина свеса опорного ребра;

$\bar{\lambda} = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ – условная гибкость опорной части балки с гибкостью λ_x ,

определяемой по формуле (8.37).

Выступающая часть торца ребра должна быть не более $a \leq 1,5 t_p$. Обычно принимают $a \approx 15...20$ мм. В балках с внутренними опорными ребрами при небольших опорных реакциях их торцы не пристрагивают и опорная реакция передается через горизонтальные сварные швы, соединяющие ребра с нижним поясом (рисунок 8.13, б). Эти швы проверяют на срез от опорной реакции, а ребра – на смятие. При строганных нижних торцах опорных ребер их приваривают швами с минимальным катетом.

Проверку устойчивости опорной части балки из ее плоскости производят как для центрально-сжатого условного стержня длиной, равной высоте балки и нагруженной силой равной опорной реакции балки :

$$\frac{N}{A_{ef} \cdot \varphi \cdot R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (8.36)$$

где $A_{ef} = t_p \cdot b_p + 0,65 t_w^2 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ – расчетная площадь опорного сечения

балки (для опорных частей по рисунку 8.13, а, в);

$A_{ef} = b_p \cdot t_p + a \cdot t_w + 0,65 t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ – расчетная часть опорного сечения балки

(для опорных участков по рисунку 8.13, б) с внутренними ребрами, для случая если $a \leq 0,65 t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}}$;

φ – коэффициент продольного изгиба, определяемый по таблице 72 [8] в зависимости от гибкости λ_x и R_y ;

где $\lambda_x = \frac{h}{i_x}$ – гибкость опорной части; (8.37)

h – высота балки;

$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_{ef}}}$ – радиус инерции условного стержня с площадью сечения A_{ef} ;

$I_x = \frac{t_p \cdot b_p^3}{12} + \frac{0,65 t_w^4 \sqrt{\frac{E}{R_y}}}{12}$ – момент инерции опорной части сечения

относительно оси стенки (из плоскости балки) при опирании балок по типу приведенных на рисунке 8.13, а, в.

В сварных балках, вся опорная реакция передается на опорное ребро через вертикальные угловые швы. Учитывая локальный характер действия опорной реакции, за расчетную длину сварного шва принимают участок шва длиной $I_w = 85 \beta_f k_f$. Значение катета сварного шва Ш1 (см. рисунок 8.13, в) определяем по формуле

$$k_{f,min} = \frac{1}{\beta_f} \sqrt{\frac{F}{2 \cdot 85 R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}} \quad (8.38)$$

Катеты швов (для опорных частей по рисунок 8.13, а, в), прикрепляющих опорное ребро к поясам балки, назначают конструктивно, принимая минимальный катет шва по таблице 38 [8]).

Тема 8.3. Расчет деталей и узлов составных балок

8.3.1. Расчет и конструирование узлов сопряжений балок

Сопряжения главных и второстепенных балок между собой бывают: этажные, в одном уровне верхних поясов и с пониженным расположением верхних поясов второстепенных балок (рисунок 8.3). Наиболее широко в практике строительства применяется сопряжение балок в одном уровне.

Расчет сопряжения балок в одном уровне.

При сопряжении балок в одном уровне (рисунок 8.14, а) количество болтов определяется по формулам:

Для болтов грубой и нормальной точности

$$n_{cal} \geq \frac{1,2F_1}{N_{b,min}}; \quad (8.39)$$

где 1,2 – коэффициент, учитывающий частичное заземление балок на опоре;

F_1 – опорная реакция второстепенной балки;

$N_{b,min}$ – расчетное усилие болта, определяемое как меньшее из двух расчетных усилий при работе на срез или смятие, которые определяют:

при работе на смятие

$$N_b = R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot d \cdot t_{min}; \quad (8.40)$$

при работе на срез

$$N_b = R_{bs} \cdot \gamma_b \cdot \frac{\pi d^2}{4} n_s, \quad (8.41)$$

где d – наружный диаметр стержня болта;

n_s – число расчетных срезов одного болта (для рассматриваемого случая $n_s = 1$);

t_{min} – толщина ребра жесткости главной балки (t_s) или стенки балки настила (t_w);

γ_b – коэффициент условий работы соединения (для болтов грубой и нормальной точности $\gamma_b = 0,9$);

R_{bp} , R_{bs} – расчетные сопротивления болтовых соединений смятию и срезу, устанавливаемые по таблицам 58, 59 [8], соответственно.

Количество болтов при сопряжении балок в одном уровне

(рисунок 8.14, а)) обычно принимается не более 4. Размещение болтов выполняют в соответствии с требованиями таблицы 39 [8] и, как правило, расстояния между болтами принимают близкими к минимальному (с округлением до 5мм). При большом количестве болтов целесообразно перейти к сопряжению балок на сварке (рисунок 8.14, б, в) или с применением опорных столиков (рисунок 8.14,г-е). Расчет сварных соединений выполняют угловыми швами, которые рассчитывают на опорную реакцию балок настила.

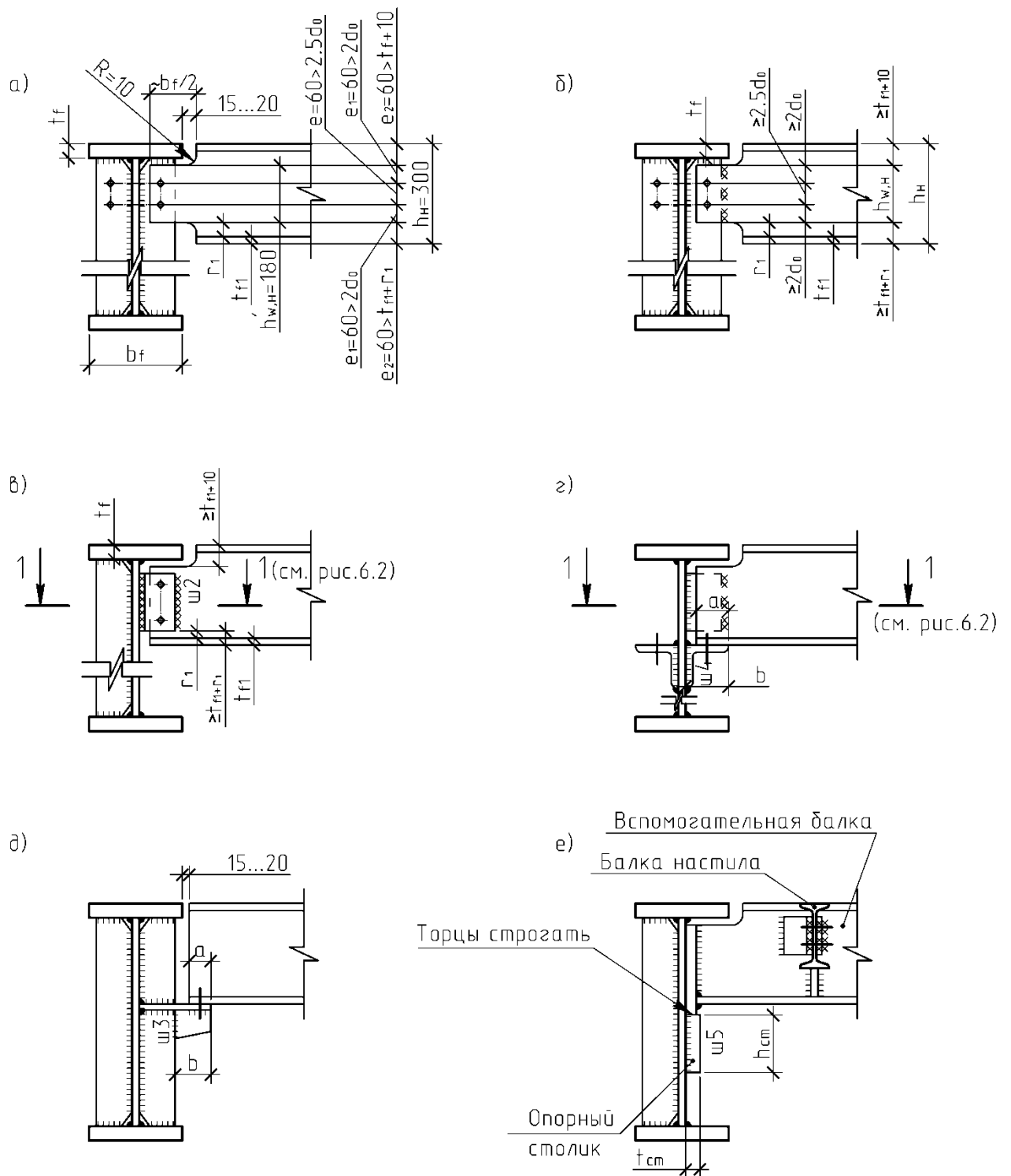


Рис.8.14. Шарнирные узлы сопряжений балок в одном уровне:
 а) – к поперечному ребру жесткости главной балки на болтах;
 б) – то же, на монтажной сварке; в) – к стенке главной балки;
 г), д) – к монтажным столикам.

При креплении балки настила к поперечному ребру жесткости главной балки на монтажной сварке (рисунок 8.14, б) или к стенке главной балки (рисунок 8.14, в) длина сварного шва определяется конструктивно в зависимости от высоты балки настила. Если $\beta_f R_{wf} < \beta_z R_{wz}$ катет угловых сварных швов Ш2 может определяться по формуле

$$k_f \geq \frac{1,2F_1}{\beta_f l_w R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}, \quad (8.42)$$

где R_{wf} – расчетное сопротивление сварного шва срезу по металлу шва. Если $\beta_z R_{wz} < \beta_f R_{wf}$ в формуле (8.42) следует вместо β_f , R_{wf} , γ_{wf} подставить β_z , R_{wz} , γ_{wz} .

При вырезе полок в балках настила (рисунок 8.14, а-в) необходимо выполнить проверку прочности ослабленного сечения по касательным напряжениям (в опорных участках) по формуле

$$\tau = \frac{Q_{\max}}{A_{nt}} \leq R_s \gamma_c, \quad (8.43)$$

где $Q_{\max} = F_1$ – опорная реакция балки;

$A_{nt} = (h'_w - n \cdot d_0) t_w$ – площадь сечения стенки балки настила с учетом выреза и ослабления стенки отверстиями;

h'_w – высота стенки балки в опорном сечении ;

n , d_0 – количество и диаметр отверстий под болты, соответственно.

8.3.2. Проектирование монтажных стыков балок

Стыки балок могут быть заводские и монтажные.

Размещение и количество заводских стыков по стенке и поясам составной балки зависит от ее пролета и длины листов по сортаменту. Стыки не делают в местах установки ребер жесткости и в местах примыкания балок настила.

Монтажные стыки назначают для балок большой длины. Изготовленные на заводе отправочные марки перевозят на строительную площадку, где производят укрупнительную сборку конструкции.

Монтажные стыки выполняют на сварке или на болтах. На монтаже предпочтение необходимо отдавать сдвигоустойчивым соединениям на высокопрочных болтах.

Монтажный стык балок на высокопрочных болтах

Монтажные стыки балок составного сечения на высокопрочных болтах выполняют с накладками обычно по три на каждом поясе и по две на стенке (рисунок 8.15). Монтажные стыки чаще устраивают по середине пролета. Стык рассчитывается на изгибающий момент, поперечная сила равна нулю. В случае устройства стыка в промежутках пролета, расчет стыка выполняют на совместное действие момента и поперечной силы.

Изгибающий момент распределяется между элементами сечения пропорционально их изгибным жесткостям:

– момент, воспринимаемый поясами, равен $M_f = M \cdot \frac{I_f}{I}$;

– момент, воспринимаемый стенкой, равен $M_w = M \frac{I_w}{I}$;

где I_w, I_f, I – соответственно моменты инерции стенки, поясов и всего сечения относительно нейтральной оси;

Если действует поперечная сила, то она воспринимается стенкой.

В качестве примера рассмотрим расчет и конструирование монтажного стыка по середине пролета балки.

1). Расчет соединения стыка поясов.

Суммарная площадь горизонтальных накладок должна быть не менее площади сечения пояса. Ширину наружных накладок принимают равной ширине пояса балки. Ширину внутренних накладок принимают конструктивно. Рекомендуется применять для стыков высокопрочные болты диаметром 20, 24 и 27 мм. Разность номинальных диаметров отверстия и болта может приниматься от 1 до 6 мм (см. таблицу 36* [8]).

Усилие, воспринимаемое накладками:

$$N_f = \frac{M_f}{h_o},$$

где h_o – расстояние между поясами балки.

Необходимое количество болтов по одну сторону стыка для горизонтальной накладки можно определить:

$$n \geq \frac{N_f}{k \cdot Q_{bh} \cdot \gamma_c}, \quad (8.44)$$

где k – число поверхностей трения ($k = 1$ – при односторонних накладках; $k = 2$ – при двусторонних);

Q_{bh} – несущая способность одной поверхности трения для одного высокопрочного болта,

$$Q_{bh} = \frac{R_{bh} \cdot A_{bh} \cdot \mu \cdot \gamma_b}{\gamma_h}, \quad (8.45)$$

где $R_{bh} = 0,7 R_{bun}$ – расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта;

R_{bun} – временное сопротивление материала высокопрочных болтов (см. табл. 61, [8]);

μ, γ_h – соответственно коэффициент трения и коэффициент надежности, принимаемые по таблице 36,* [8] в зависимости от способа обработки соединяемых поверхностей, способа регулирования натяжения болтов, разности между номинальных диаметров отверстий и болтов и вида нагрузки (динамическая или статическая);

A_{bn} – площадь сечения болта нетто (по резьбе) (см. таблицу 62, [8]);

γ_b – коэффициент условий работы соединения, значение которого зависит от количества болтов n и равно 0,8 при $n < 5$; 0,9 – при $5 \leq n < 10$; 1,0 – при $n \geq 10$ (для поясных болтов $\gamma_b = 1,0$).

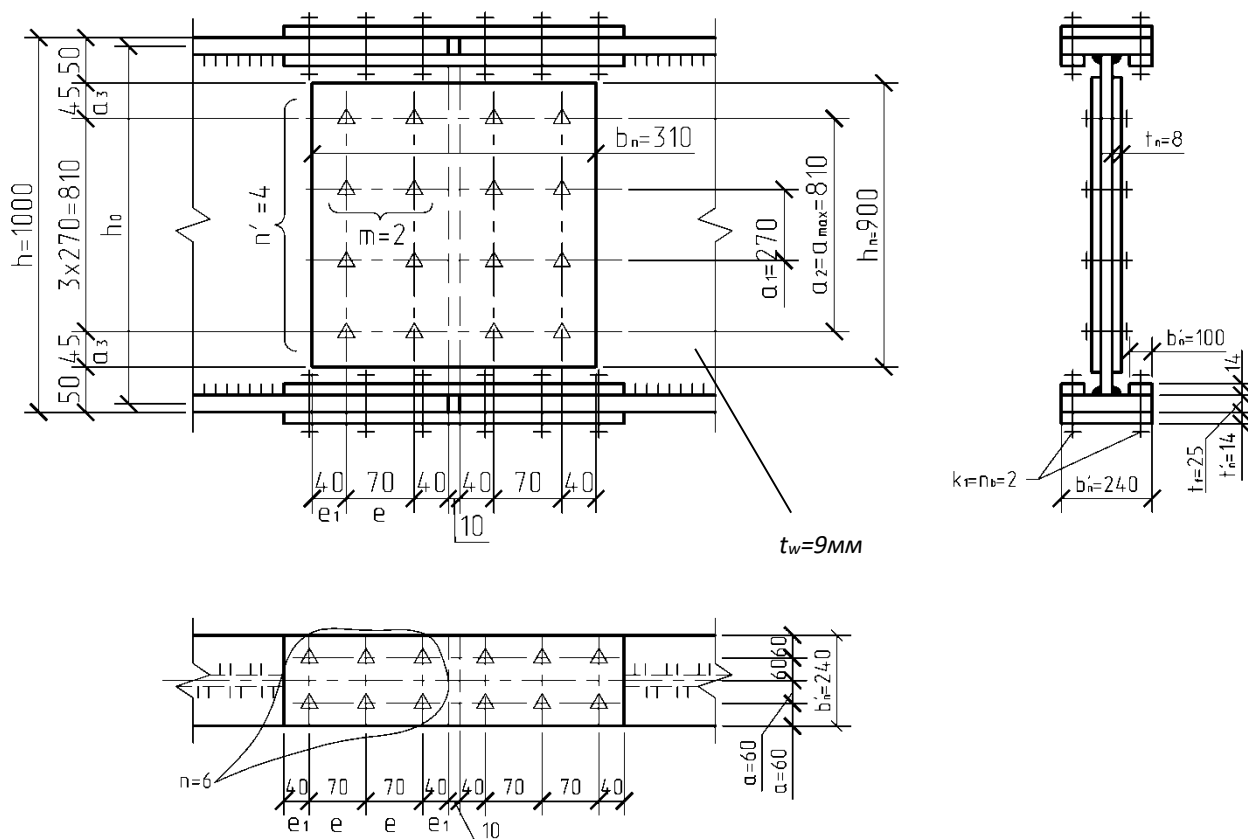


Рис. 8.15. Монтажный стык составных балок на высокопрочных болтах. (показан пример размещения высокопрочных болтов диаметром $d=24\text{мм}$)

По поясам болты необходимо размещать с минимальным шагом (см. таблицу 39, [8]), что позволяет уменьшить размеры поясных накладок.

2). Проверка прочности пояса ослабленного отверстиями.

Согласно 11.14 [8] проверку прочности соединяемых элементов, ослабленных отверстиями под высокопрочные болты, следует выполнять с учетом того, что половина усилий, приходящаяся на каждый болт, в рассматриваемом сечении уже передана силами трения.

Расчетное усилие, действующее в ослабленном сечении пояса

$$N_{f.o} = N_f - N_f \cdot 0,5 \frac{n_o}{n},$$

где n_o – число болтов в ослабленном сечении пояса;

n – число болтов в соединении по одну сторону стыка.

Пояса балки, ослабленные отверстиями, должны быть проверены на прочность по формуле

$$\sigma = \frac{N_{f.o}}{A_{f.o}} \leq R_y \gamma_c, \quad (8.46)$$

где $A_{f.o}$ – площадь ослабленного сечения пояса, принимается равной:

$A_{f.o} = A_{fn}$ – при динамических нагрузках;

$A_{f.o} = \begin{cases} A_f \text{ и } \delta \text{ и } A_{fn} \geq 0,85 A_f \\ A_c = 1,18 A_{fn} \text{ и } \delta \text{ и } A_{fn} < 0,85 A_f \end{cases}$ – при статических нагрузках;

$A_f = t_f b_f$ – площадь сечения поясов брутто (без учета отверстий);

A_{fn} – площадь сечения пояса нетто (с учетом ослабления пояса отверстиями).

3). Стык стенки рассчитывают на совместное действие в сечении изгибающего момента, воспринимаемого стенкой (M_w) и поперечной силы (Q). Равнодействующее усилие S от изгибающего момента и поперечной силы для крайнего ряда болтов по одну сторону стыка можно определить по формуле:

$$S = \sqrt{N_{\max}^2 + V^2} . \quad (8.47)$$

где $N_{\max} = \frac{M_w a_{\max}}{\sum a_i^2}$ – максимальное усилие для болтов крайнего ряда от

действия изгибающего момента в стенке;

$a_{\max} = a_{кр}$ – расстояние между крайними рядами болтов;

$$\sum a_i^2 = a_1^2 + a_2^2 + \dots + a_{кр}^2;$$

a_1, a_2, a_i – расстояние между болтами симметрично расположенных относительно нейтральной оси балки;

$V = \frac{Q}{n}$ – усилие, передаваемое на болт от действующей в зоне стыка поперечной силы (распределяется равномерно на все болты).

Если поперечная сила $Q = 0$, то расчет выполняют только на N_{\max} .

Необходимое количество болтов (m) в крайнем ряду по одну сторону стыка определяют

$$m = \frac{S}{k \cdot Q_{bh} \cdot \gamma_c} , \text{ если } Q \neq 0, \text{ и} \quad (8.48)$$

$$m = \frac{N_{\max}}{k \cdot Q_{bh} \cdot \gamma_c} , \text{ если } Q = 0. \quad (8.49)$$

Размещение болтов на вертикальных накладках выполняют в соответствии с таблицей 39 [8]. Расстояние между центрами болтов по вертикали нужно принимать близким к максимально допустимому $a \leq 8d_0$ или $a \leq 12t$, где d_0 – диаметр отверстия под болт, t – толщина наиболее тонкого листа. Это позволяет уменьшить количество болтов в стыковом соединении стенки. Расстояния между вертикальными рядами болтов принимаются близким к минимально допустимому $e \geq 2,5d_0$, что позволяет уменьшить ширину накладок. Размеры от центра болта до края элемента назначают близким к минимальному размеру $a_1 = e_3 \geq 1,3 d_0$ (рисунок 8.15, приведен пример размещения болтов диаметром 24 мм, отверстия – 27 мм).

Толщину накладок принимают конструктивно с учетом сортамента на прокат, чтобы суммарная толщина накладок была не менее толщины стенки.

4). Проверка ослабленного сечения стенки, при выполнении стыка по середине пролета балки, выполняется на момент M_w .

Согласно 11.14,[8] расчетное значение изгибающего момента, действующего в ослабленном сечении стенки, можно определить по формуле

$$M_{w.o} = M_w - M_w \cdot \frac{0,5}{m_{kp}},$$

где m_{kp} – число болтов в крайнем ряду по одну сторону стыка в накладке.

Стенка балки, ослабленная отверстиями, должна быть проверена на прочность по формуле

$$\sigma = \frac{M_{w.o}}{W_{w.n}} \leq R_y \gamma_c, \quad (8.50)$$

где $W_{w.n}$ – момент сопротивления нетто стенки, ослабленной отверстиями.

Содержание практических занятий по разделу VIII.

Практическое занятие №6. *Подбор и проверка сечений прокатных и составных балок для стадий упругой и упруго пластической работы*

Пример 8. 1. *Расчет балки настила.*

Подобрать сечение балки настила, шарнирно опертой на главные балки. Пролет балки настила равен 5,4 м. Расчетная схема балки приведена на рис. VIII.1, нормативная нагрузка $q_n = 37,76$ кН/м; расчетная нагрузка $q = 44,92$ кН/м; $\gamma_n = 0,95$ - коэффициент надежности по ответственности здания .

В соответствии с таблицами 50* и 51*[8], для балок принимаем сталь марки С245 с $R_y = 240$ Мпа, для фасонного проката при $t \leq 20$ мм. В соответствии с таблицей 6 [8], коэффициент условия работы равен $\gamma_c = 1,1$.

Расчетная схема балки приведена на рисунке VIII.1 .

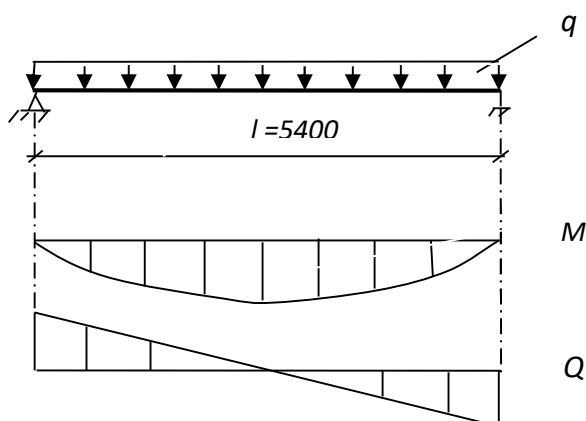


Рис. VIII.1 Расчетная схема балки.

Выполним предварительный подбор сечения балки без учета ее собственного веса.

Расчетное значение погонной нагрузки на балку с учетом γ_n будет равно

$$q = \gamma_n \cdot q = 0,95 \cdot 44,92 = 42,67 \text{ кН/м,}$$

Расчетное значение изгибающего момента

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{42,67 \cdot 5,4^2}{8} = 155,55 \text{ кН} \cdot \text{м,}$$

Требуемый момент сопротивления

$$W_{calc.} = \frac{M}{c_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{155,55 \cdot 10^3}{1,12 \cdot 240 \cdot 1,1} = 526 \text{ см}^3.$$

По сортаменту выбираем двутавр I № 35Б1 со следующими характеристиками сечения:

$W_x = 581,7 \text{ см}^3$; $J_x = 10060 \text{ см}^4$; $h = 346 \text{ мм}$; $b_f = 155 \text{ мм}$; $t_w = 6,2 \text{ мм}$;
 $t_f = 8 \text{ мм}$; $p = 38,9 \text{ кг/м} \approx 0,389 \text{ кН/м}$.

Уточняем расчетную нагрузку на балку с учетом ее собственного веса

$$q' = \gamma_n \cdot (q + p \cdot \gamma_f) = 0,95 \cdot (44,92 + 0,389 \cdot 1,05) = 43,064 \text{ кН/м.}$$

Расчетное значение изгибающего момента

$$M = \frac{q' \cdot l^2}{8} = \frac{43,064 \cdot 5,4^2}{8} = 156,97 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Расчетное значение поперечной силы в опорной части

$$Q = \frac{q' \cdot l}{2} = \frac{43,064 \cdot 5,4}{2} = 116,27 \text{ кН.}$$

2). Проверка прочности балки по изгибающему моменту

$$\frac{M}{c_1 \cdot W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{156,97 \cdot 10^3}{1,105 \cdot 581,7 \cdot 240 \cdot 1,1} = 0,925 < 1,0.$$

где $c_1 = c = 1,105$ (по таблице 66 [8]), так как

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{t_f b_f}{t_w (h - 2t_f)} = \frac{0,85 \cdot 15,5}{0,62 (34,6 - 2 \cdot 0,85)} = 0,646,$$

и в средней части балки (где действует M_{max}) $\tau = 0 < 0,9 R_s = 0,9 \cdot 139,2 = 125,28 \text{ Мпа}$.

Прочность балки на изгиб обеспечена.

3). Проверка прочности по поперечной силе в опорной части балки (при $M=0$) (см. 5,18* [8])

$$\frac{Q}{t_w \cdot h_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{116,27 \cdot 10^3}{0,62 \cdot 10^{-2} \cdot 0,329 \cdot 139,2 \cdot 1,1} = 0,306 < 1,$$

где $h_w = h - 2t_f = 34,6 - 2 \cdot 0,85 = 32,9 \text{ см}$;

$R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 240 = 139,2 \text{ Мпа}$ – расчетное сопротивление стали сдвигу.

Прочность балки на срез обеспечена.

4). Проверка жесткости балки настила

$$f_{\max} = \frac{5 \cdot q' \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot J_x} = \frac{5 \cdot 36,25 \cdot 540^4 \cdot 10^{-1}}{384 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 10060} = 1,94 \text{ см} < f_u = \frac{l}{190} = \frac{540}{190} = 2,84 \text{ см},$$

где $q' = 0,95(q_n + p) = 0,95(37,76 + 0,389) = 36,25 \text{ кН/м}$ – нормативная нагрузка на балку настила;

f_u – подсчитано по интерполяции, см. приложение 3[14].

Жесткость балки обеспечена.

5). Общая устойчивость балки обеспечена железобетонным настилом, непрерывно опирающимся на верхний сжатый пояс. Проверка общей устойчивости балки не требуется.

Пример 8. 2. Подбор сечения главной балки.

Подобрать сечение и рассчитать главную балку балочной площадки.

Исходные данные: нагрузка статическая, пролет балки $l = 10,8\text{м}$. Тип сечения – симметричный сварной двутавр из листового проката.

Балки настила примыкают к главной балке сбоку с шагом 1,2 м.

Расчетная сосредоточенная нагрузка от балок настила, примыкающих к главной балке с обеих сторон, равна $F = 2R_n = 2 \cdot 77,32 = 154,64 \text{ кН}$, где R_n – опорная реакция одной балки настила, и $F^n = 130,07\text{кН}$ – нормативная нагрузка от балок настила. Коэффициент надежности по ответственности здания $\gamma_n = 0,95$ учтен при определении опорной реакции балок настила.

1). Статический расчет балки.

Расчетная схема балки показана на рисунке VIII.2 .

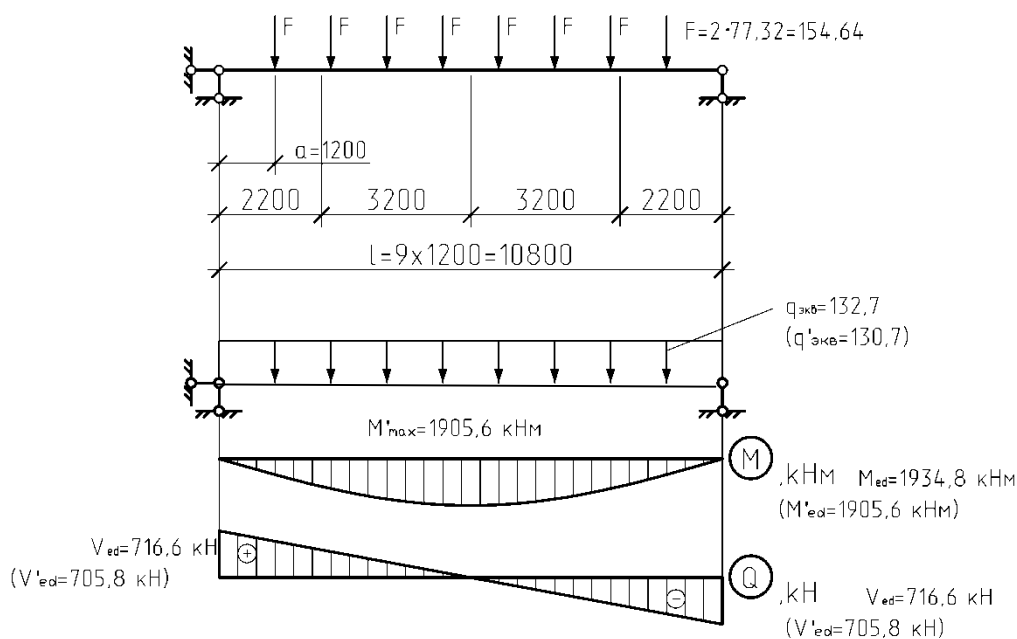


Рис. VIII.2 Расчетная схема главной балки

Так как число балок настила более пяти, то узловая нагрузка (F) может быть заменена расчетной эквивалентной равномерно распределенной нагрузкой.

$$q_{\text{экс}} = 1,03 \frac{F}{a} = 1,03 \frac{154,64}{1,2} = 132,7 \text{ кН/м},$$

где 1,03 – коэффициент, учитывающий собственный вес балки.

Нормативная эквивалентная нагрузка

$$q_{\text{yéä}}^n = 1,03 \cdot \frac{130,07}{1,2} = 111,6 \text{ кН/м},$$

Максимальный изгибающий момент в середине пролета главной балки и максимальная поперечная сила на опоре будут равны

$$M_{\text{max}} = \frac{q_{\text{экс}} \cdot l^2}{8} = \frac{132,7 \cdot 10,8^2}{8} = 1934,8 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q_{\text{max}} = \frac{q_{\text{экс}} \cdot l}{2} = \frac{132,7 \cdot 10,8}{2} = 716,6 \text{ кН}.$$

2). Подбор сечения главной балки.

Данная конструкция относится ко второй группе (см. таблицу 50, [8]) и для нее можно использовать листовую широкополосную универсальную сталь С255 с $R_y = 230$ МПа (при $t = 20 \dots 40$ мм) и с $R_y = 240$ МПа (при $t = 4 \dots 40$ мм).

Требуемый момент сопротивления балки

$$W_{\text{calc}} = \frac{M_{\text{max}}}{R_y \gamma_c} = \frac{1934,8 \cdot 10^3}{230 \cdot 1,1} = 7647 \text{ см}^3.$$

Минимальная по жесткости высота сечения балки

$$h_{\text{min}} = \frac{5 \cdot R_y \cdot l^2 \cdot q_{\text{yéä}}^n}{24 \cdot E \cdot f_u \cdot q_{\text{yéä}}^n} = \frac{5 \cdot 230 \cdot 10,8^2 \cdot 213,3 \cdot 111,6}{24 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 10,8 \cdot 132,7} = 0,451 \text{ м},$$

где $f_u = \frac{l}{213,3}$, определяется по интерполяции по приложению 3 [14].

Определяем оптимальную высоту балки, предварительно задав ее высоту

$$h = \frac{1}{10} l = \frac{10800}{10} = 1080 \text{ мм} > h_{\text{min}} = 451 \text{ мм}$$

и рассчитав толщину стенки

$$t_w = 7 + \frac{3h}{1000} = 7 + \frac{3 \cdot 1080}{1000} = 10,24 \text{ мм}.$$

Предварительно принимаем $t_w = 10$ мм. Тогда оптимальная высота балки будет равна

$$h_{\text{opt}} = \kappa \sqrt{\frac{W_{\text{calc}}}{t_w}} = 1,1 \sqrt{\frac{7647}{1,0}} = 96,2 \text{ см}.$$

Предварительно принимаем высоту сечения балки $h = 1000$ мм.

Минимальная толщина стенки из условия ее работы на срез (для варианта опирания балки на колонну через торцевое ребро (см. рисунок 8.13, в))

$$t_{w,min} = k' \frac{Q_{max}}{h_w R_s \gamma_c} = 1,5 \frac{716,6 \cdot 10}{95 \cdot 139,2 \cdot 1,1} = 0,74 \text{ см} < t_w = 1,0 \text{ см},$$

где предварительно принимаем

$$h_w = h - (2 \dots 6) \text{ см} = 100 - 5 = 95 \text{ см};$$

$$R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 240 = 139,2 \text{ МПа при } t = 4-10 \text{ мм}.$$

Так как $t_{w,min} = 7,4 \text{ мм} < t_w = 10 \text{ мм}$ более чем на 2 мм, корректируем толщину стенки. С учетом сортамента принимаем $t_{w,min} = t_w = 8 \text{ мм}$.

Определяем оптимальную высоту балки с $t_w = 8 \text{ мм}$

$$h_{opt} = \kappa \sqrt{\frac{W_{calc}}{t_w}} = 1,1 \sqrt{\frac{7647}{0,8}} = 107,5 \text{ см} = 1075 \text{ мм}.$$

Окончательно назначаем высоту балки $h = 1100 \text{ мм}$.

Тогда толщина стенки из условия ее работы на срез будет равна

$$t_{w,min} = k' \frac{Q_{max}}{h_w R_s \gamma_c} = 1,5 \frac{716,6 \cdot 10}{105 \cdot 139,2 \cdot 1,1} = 0,71 \text{ см} < t_w = 0,8 \text{ см},$$

где $h_w = h - (2 \dots 6) \text{ см} = 110 - 5 = 105 \text{ см}$.

Толщина стенки из условия обеспечения местной устойчивости без постановки дополнительных продольных ребер жесткости (см. формулу (8.10)).

$$t_w = \frac{105}{6} \cdot \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 0,60 \text{ см} < t_w = 0,8 \text{ см}.$$

Момент инерции стенки балки

$$I_{w,calc} = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} = \frac{0,8 \cdot 105^3}{12} = 77175 \text{ см}^4.$$

Момент инерции поясов

$$I_{f,calc} = I_{calc} - I_{w,calc} = 420585 - 77175 = 343410 \text{ см}^4,$$

$$\text{где } I_{calc} = \frac{W_{calc} \cdot h}{2} = \frac{7647 \cdot 110}{2} = 336750 \text{ см}^4.$$

Требуемая площадь сечения одной полки

$$A_{f,calc} = \frac{2 \cdot I_{f,calc}}{h_0^2} = \frac{2 \cdot 343410}{107,5^2} = 59,43 \text{ см}^2,$$

где $h_0 = h_w + 0,5 \cdot (h - h_w) = 105 + 0,5(110 - 105) = 107,5 \text{ см}$.

Назначаем ширину полки

$$\underline{b}_f = \left(\frac{1}{3} \dots \frac{1}{5} \right) h, \text{ назначаем } \underline{b}_f = \frac{1}{4} h = \frac{1}{4} \cdot 110 = 27,5 \text{ см}. \text{ Принимаем } b_f = 25$$

см.

$$\text{Тогда } t_{f,calc} = \frac{A_{f,calc}}{b_f} = \frac{59,43}{25} = 2,375 \text{ см}.$$

С учетом сортамента принимаем $t_f = 25 \text{ мм}$, тогда $A_f = 25 \cdot 2,5 = 62,5 \text{ см}^2 > 59,43 \text{ см}^2$.

Но так как $\frac{t_f}{t_w} = \frac{25}{8} = 3,125 > 3$, условие свариваемости не обеспечено, то

окончательно t_w принимаем

$$t_w = \frac{t_f}{3} = \frac{25}{3} = 8,33 \approx 9 \text{ мм.}$$

Проверка обеспечения местной устойчивости свеса полки:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{12,05}{2,5} = 4,82 < 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,5 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{230}} = 14,96,$$

где $b_{ef} = 0,5(b_f - t_w) = 0,5(25 - 0,9) = 12,05 \text{ см.}$

3). Геометрические характеристики принятого сечения балки (рис. VIII.3):

$$I_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2b_f t_f \left(\frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 = \frac{0,9 \cdot 105^3}{12} + 2 \cdot 25 \cdot 2,5 \left(\frac{105 + 2,5}{2} \right)^2 = 86822 + 361133 = 447955 \text{ см}^4;$$

$$W_x = \frac{2I_x}{h} = \frac{2 \cdot 447955}{110} = 8144,6 \text{ см} > W_{calc} = 7647 \text{ см}^3;$$

$$S_x = \frac{b_f t_f (h_w + t_f)}{2} + \frac{t_w h_w^2}{8} = \frac{25 \cdot 2,5 (105 + 2,5)}{2} + \frac{0,9 \cdot 105^2}{8} = 3359,3 + 1240,3 = 4599,6 \text{ см}^3.$$

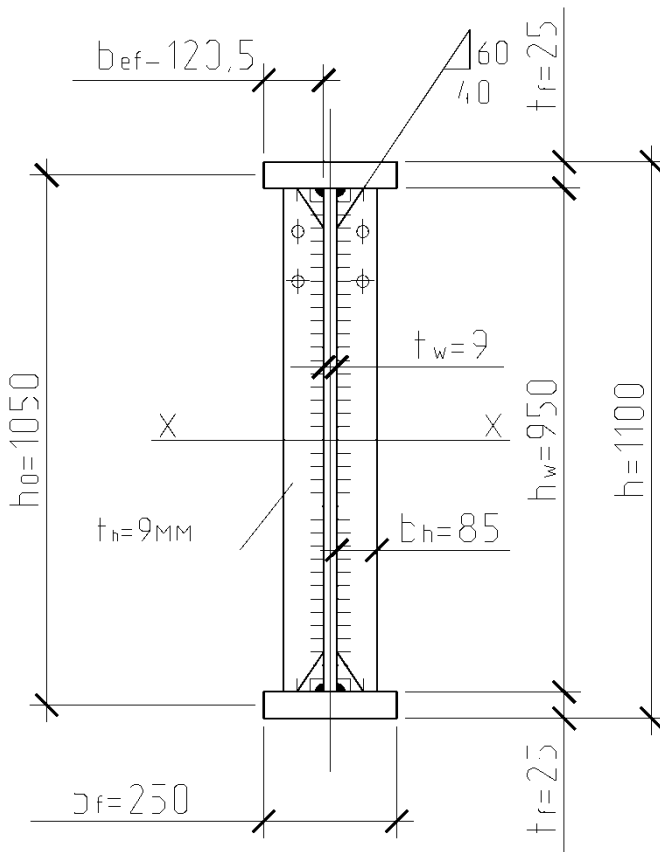


Рис. VIII.3 Сечение главной балки

4). Уточняем расчетную нагрузку на балку с учетом ее собственного веса:

$$q'_{экр} = \frac{2F}{a} + p \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = \frac{154,64}{1,2} + 1,825 \cdot 1,05 \cdot 0,95 = 130,7 \text{ кН/м,}$$

где $p = (h_w t_w + 2b_f t_f) \cdot \rho = (1,05 \cdot 0,009 + 2 \cdot 0,25 \cdot 0,025) 10^3 \cdot 7850 = 182,5 \text{ кг/м;}$
и нормативную нагрузку:

$$q'^n_{экр} = q^n_{экр} + p \cdot \gamma_n = 130,07 / 1,2 + 1,825 \cdot 0,95 = 110,1 \text{ кН/м,}$$

где $\rho = 7850 \text{ кг/м}^3$ – плотность стали.

Уточненные расчетные значения усилия

$$M'_{max} = \frac{q'_{экв} l^2}{8} = \frac{130,7 \cdot 10,8^2}{8} = 1905,6 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q'_{max} = \frac{q'_{экв} l}{2} = \frac{130,7 \cdot 10,8}{2} = 705,8 \text{ кН}.$$

5). Проверка прочности балки:

$$\frac{M}{W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1905,6 \cdot 10^{-3}}{8144,6 \cdot 10^{-6} \cdot 230 \cdot 1,1} = 0,924 < 1,$$

где $M = M'_{max}$.

Несущая способность балки на изгиб обеспечена.

6). Изменение сечения балки по длине пролета.

Предварительно назначаем расстояние от опоры балки до точки начала

измерения сечения $x = \frac{1}{6}l = \frac{1}{6}10,8 = 1,8 \text{ м}$.

Изгибающий момент в месте измерения сечения

$$M_1 = \frac{q'_{\text{вс}} x(l-x)}{2} = \frac{130,7 \cdot 1,8(10,8-1,8)}{2} = 1058,7 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Требуемый момент сопротивления балки в месте изменения сечения

$$W_{calc,1} = \frac{M_1}{R_{wy} \gamma_c} = \frac{1058,7 \cdot 10^3}{195,5 \cdot 1,1} = 4923 \text{ см}^3,$$

где расчетное сопротивление стыкового шва равно

$$R_{wy} = 0,85R_y = 0,85 \cdot 230 = 195,5 \text{ МПа},$$

т.к. сварка поясных листов предполагается без физических методов контроля с использованием прямых стыковых швов.

Требуемая площадь пояса в месте изменения сечения

$$A'_{f,calc} = \frac{2 \left(W_{calc,1} \cdot \frac{h}{2} - \frac{t_w h_w^3}{12} \right)}{(h_w + t_f)^2} = \frac{2 \left(4923 \frac{110}{2} - \frac{0,9 \cdot 105^3}{12} \right)}{(105 + 2,5)^2} = 31,8 \text{ см}^2.$$

Уменьшенная ширина поясных листов

$$b_{f,1} = \frac{A'_{f,calc}}{t_f} = \frac{31,8}{2,5} = 12,7 \text{ см} = 127 \text{ мм} < 180 \text{ мм}.$$

Назначаем $b_{f,1} = 180 \text{ мм}$.

Определим момент инерции балки для измененного сечения

$$I_{x,1} = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2b_{f,1} t_f \left(\frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 = \frac{0,9 \cdot 105^3}{12} + 2 \cdot 18 \cdot 2,5 \left(\frac{105 + 2,5}{2} \right)^2 = 86822 + 260016 = 346838 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления балки для измененного сечения равен

$$W_{x,1} = \frac{2I_{x,1}}{h} = \frac{2 \cdot 346838}{110} = 6306 \text{ см}^3.$$

Несущая способность балки по изгибающему моменту измененного сечения

$$M' = W_{x,1} R_{wy} \gamma_c = 6306 \cdot 195,5 \cdot 1,1 \cdot 10^{-3} = 1356,1 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Тогда

$$x = \frac{l}{2} - \sqrt{\frac{l^2}{4} - \frac{2M'}{q'_{\text{ЭКВ}}}} = \frac{10,8}{2} - \sqrt{\frac{10,8^2}{4} - \frac{2 \cdot 1356,1}{130,7}} = 5,4 - 2,9 = 2,5 \text{ м}.$$

Принимаем расстояние до места изменения сечения пояса $x = 2,2 \text{ м}$.

Проверка прочности стенки балки в измененном сечении (по приведенным напряжениям):

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2} = \sqrt{187,1^2 + 3 \cdot 32,4^2} = 195,3 \text{ МПа} < 1,15 R_{y\gamma_c} =$$

$$= 1,15 \cdot 240 \cdot 1,1 = 303,6 \text{ МПа},$$

$$\text{где } M'_1 = \frac{130,7 \cdot 2,2(10,8 - 2,2)}{2} = 1236,4 \text{ кНм};$$

$$Q'_1 = q'_{y\text{эд}} \left(\frac{1}{2} - x \right) = 130,7 \left(\frac{10,8}{2} - 2,2 \right) = 418,2 \text{ кН};$$

$$\sigma_1 = \frac{M'_1 h_w}{W_{x,1} h} = \frac{1236,4 \cdot 105 \cdot 10^3}{6306 \cdot 110} = 187,1 \text{ МПа} < R_{y\gamma_c} = 240 \cdot 1,1 = 264 \text{ МПа};$$

$$\tau_1 = \frac{Q'_1 \cdot S_{f,1}}{I_{x,1} \cdot t_w} = \frac{418,2 \cdot 2418,7 \cdot 10}{346838 \cdot 0,9} = 32,4 \text{ МПа} < R_s \gamma_c = 346838 \cdot 1,1 = 153,1 \text{ МПа};$$

$$S_{f,1} = b_{f,1} t_f (h_w + t_f) / 2 = 18 \cdot 2,5 (105 + 2,5) / 2 = 2418,7 \text{ см}^3.$$

7). Проверка прочности стенки балки по касательным напряжениям (у опоры):

$$\frac{Q \cdot S_{x,1}}{I_{x,1} \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{705,8 \cdot 3659 \cdot 10}{346838 \cdot 0,9 \cdot 139,4 \cdot 1,1} = 0,54 < 1,$$

где $Q = Q'_{\text{max}} = 705,8 \text{ кН}$,

$$S_{x,1} = b_{f,1} (h_w + t_f) / 2 + t_w h_w^2 / 8 = 18 \cdot 2,5 (105 + 2,5) / 2 + 0,9 \cdot 105^2 / 8 =$$

$$2419 + 1240 = 3659 \text{ см}^3$$

Прочность балки в измененном сечении обеспечена.

8). Проверка жесткости балки

$$f_{\text{max}} = \frac{1}{54} \cdot \frac{q'_{y\text{эд}} L^4}{384} \left(\frac{13}{EI_{x,1}} + \frac{257}{EI_x} \right) = \frac{1}{54} \frac{110,1 \cdot 10,8^4 \cdot 10^{-1}}{384} \cdot$$

$$\left(\frac{13}{2,06 \cdot 10^5 \cdot 346838 \cdot 10^{-8}} + \frac{257}{2,06 \cdot 10^5 \cdot 447955 \cdot 10^{-8}} \right) = 2,2 \text{ см} < f_u = \frac{l}{213,3} = \frac{1080}{213,3} =$$

$$= 5,06 \text{ см},$$

где f_u – подсчитано по интерполяции, (см. приложение 3 [14]).

Жесткость балки обеспечена.

9). Проверка общей устойчивости главной балки не требуется, так как по верхнему поясу балки закреплен сплошной жесткий настил.

Пример 8.3. Проверить местную устойчивость пояса и стенки балки

Дано: Сварная балка пролетом 10,8м, балки настила опираются сбоку с шагом 1,2м. Исходные данные приняты по примеру 8.2. Сечение балки приведено на рисунке VIII.3. Проверить устойчивость пояса и стенки балки. Рассчитать поясные швы и опорный узел.

1). Проверка местной устойчивости элементов сжатого пояса балки (см. рисунок . VIII.3)

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{12,05}{2,5} = 4,82 < 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,5 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{230}} = 14,96$$

Местная устойчивость сжатого пояса балки обеспечена.

2). Проверка местной устойчивости стенки.

Условная гибкость стенки

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{105}{0,9} \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,98 \begin{cases} > 3,2 \\ \leq 6 \end{cases},$$

где $h_{ef} = h_w = 105$ см.

Следовательно, стенку балки необходимо укреплять только основными поперечными ребрами жесткости. Расстояние между поперечными ребрами принимаем равным шагу балок настила:

$$a = 1200 \text{ мм} < 2,0 \cdot h_{ef} = 2,0 \cdot 1050 = 2100 \text{ мм.}$$

Проверим местную устойчивость стенки в двух отсеках: у опоры и в средней части балки (1-й и 2-й отсек) (см. рисунок VIII.4).

Значения расчетных усилий в отсеках равны:

В приопорном (1-м) отсеке

$$M' = \frac{q'_{эка} \cdot a_1 (l - a_1)}{2} = \frac{130,7 \cdot 0,675 (10,8 - 0,675)}{2} = 446,6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q' = q'_{эка} \left(\frac{l}{2} - a_1 \right) = 130,7 \left(\frac{10,8}{2} - 0,675 \right) = 617,6 \text{ кН},$$

где $a_1 = a - h_{ef} / 2 = 1,2 - 1,05 / 2 = 0,675$ м;

в среднем (2-м) отсеке

$$M'' = \frac{q'_{эка} \cdot a_2 (l - a_2)}{2} = \frac{130,7 \cdot 5,325 (10,8 - 5,325)}{2} = 1905 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q'' = q'_{эка} \left(\frac{l}{2} - a_2 \right) = 130,7 \left(\frac{10,8}{2} - 5,325 \right) = 9,8 \text{ кН},$$

где $a_2 = (l - a + h_{ef}) / 2 = (10,8 - 1,2 + 1,05) / 2 = 5,325$ м.

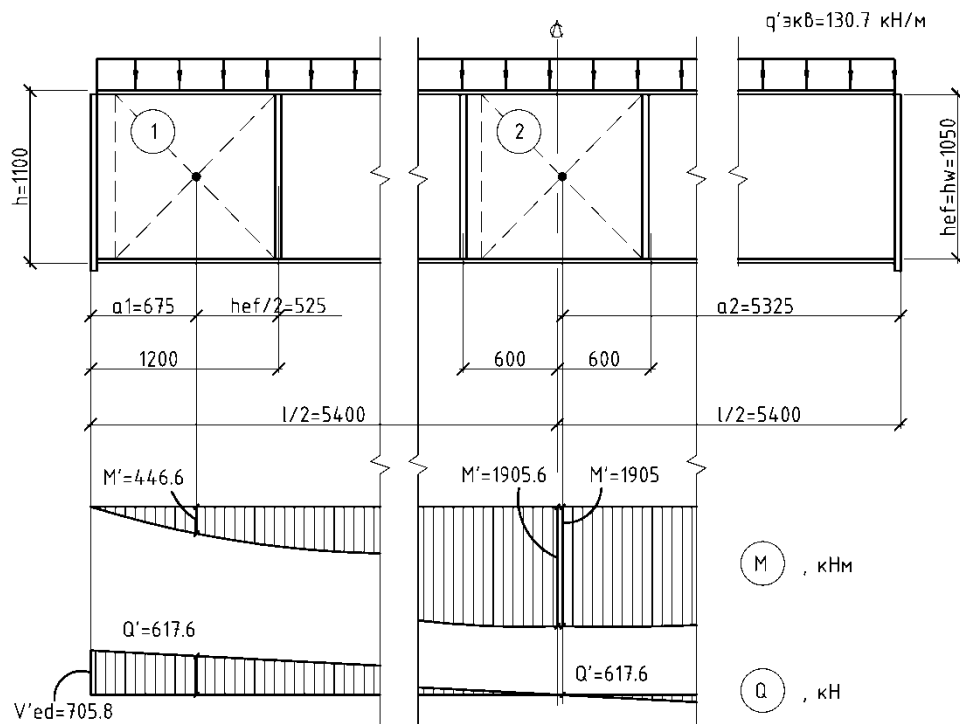


Рис. VIII.4 Определение расчетных усилий в отсеках главной балки при проверке местной устойчивости стенки

Напряжения в 1-м отсеке:

$$\sigma' = \frac{M' h_w}{2I_{x,1}} = \frac{466,6 \cdot 1,05 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 346838 \cdot 10^{-8}} = 70,63 \text{ МПа};$$

$$\tau' = \frac{Q'}{t_w h_w} = \frac{617,6 \cdot 10^{-3}}{0,9 \cdot 105 \cdot 10^{-4}} = 65,35 \text{ МПа};$$

$$\bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{105}{0,9} \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,98 > 3,5,$$

следовательно, необходима проверка местной устойчивости стенки по формуле (76), [8]). Здесь d равно

$$d = h_{ef} = 105 \text{ см, так как } a = 120 \text{ см} < h_{ef} = h_w = 105 \text{ см.}$$

$$\tau'_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{1,14^2} \right) \frac{139,4}{3,98^2} = 143,7 \text{ МПа,}$$

$$\text{где } \mu = \frac{a}{h_{ef}} = \frac{120}{105} = 1,14.$$

Балки настила будут крепиться к поперечным ребрам жесткости главной балки сбоку в одном уровне, местная нагрузка на балку отсутствует. Тогда критические нормальные напряжения определяются по формуле

$$\sigma'_{cr} = \frac{c'_{cr} R_y}{\bar{\lambda}_w^2} = \frac{33,9 \cdot 240}{3,98^2} = 513,6 \text{ МПа.}$$

Где $c_{cr}' = 33,9$ определяется по таблице 21, [8] или см. табл.8.2 при

$$\delta' = \beta \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^3 \frac{b_{f,1}}{h_{ef}} = 0,8 \left(\frac{2,5}{0,9} \right)^3 \cdot \frac{18}{105} = 2,94$$

Проверка местной устойчивости стенки в 1-м отсеке:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma'}{\sigma_{cr}'} \right)^2 + \left(\frac{\tau'}{\tau_{cr}'} \right)^2} = \sqrt{\left(\frac{70,63}{513,6} \right)^2 + \left(\frac{65,35}{143,7} \right)^2} = 0,475 < \gamma_c = 1$$

Местная устойчивость стенки в 1-м отсеке обеспечена.

Аналогичным образом проверяем местную устойчивость стенки в других отсеках.

3). Назначаем размеры двусторонних ребер жесткости.

$$\text{Ширина ребра должна быть не менее } b_h \geq \frac{h_w}{30} + 40 \text{ мм} = \frac{1050}{30} + 40 = 75$$

мм. Принимаем $b_h = 85$ мм.

Толщину ребра определяем по формуле

$$t_s \geq 2b_h \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 85 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} \quad t_s \geq 2b_h \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 85 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 5,8 \text{ мм.}$$

Определяем толщину ребра из условия свариваемости

$$t_s = \frac{t_f}{3} = \frac{2,5}{3} = 0,83 \text{ мм.}$$

Окончательно с учетом сортамента принимаем толщину ребра $t_h = 9$ мм.

Ребра жесткости привариваем двухсторонними угловыми швами к стенке $t_w = 9$ мм катетом $k_f = 4$ мм и к поясам балок, при $t_{max} = t_f = 25$ мм и полуавтоматической сварке, $-k_f = 7$ мм (см. таблицу 38 [8]).

Пример 8.4. Расчет соединения поясов со стенкой балки.

По данным примера 8.2 рассчитать сварные швы соединения поясов со стенкой балки (рис. VIII.3). Поперечная сила у опоры равна 705,8 кН.

Соединение поясов со стенкой назначаем с двусторонними угловыми швами с применением автоматической сварки в лодочку в среде углекислого газа, сварочной проволокой диаметром 3 мм марки Св-08А (таблица 55*[8]).

Определим сдвигающую силу

$$T = \frac{Q' S_{f,1}}{I_{x,1}} = \frac{705,8 \cdot 2418,7}{346838} = 4,92 \text{ кН/см.}$$

Расчетные характеристики:

$$R_{wf} = 180 \text{ МПа; } R_{wz} = 0,45 R_{wm} = 0,45 \cdot 360 = 162,0 \text{ МПа;}$$

$$\beta_f = 1,1; \beta_z = 1,15.$$

$$R_{wf} \beta_f = 180 \cdot 1,1 = 198,0 \text{ МПа} > R_{wz} \beta_z = 162,0 \cdot 1,15 = 186,3 \text{ МПа.}$$

Следовательно, расчет ведем по металлу границы сплавления.

Определим катет сварного поясного шва:

$$k_f = \frac{T}{n\beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} = \frac{4,92 \cdot 10}{2 \cdot 1,15 \cdot 162 \cdot 1 \cdot 1} = 0,132 \text{ см} = 132 \text{ мм}$$

В соответствии с таблицей 38 [8], назначаем $k_f = k_f^{\min} = 7 \text{ мм}$.

Пример 8.5. Расчет опорного ребра (опорного участка) балки на устойчивость.

По данным примера 8.2 рассчитать опорное ребро главной балки и проверить опорный участок балки на устойчивость (рис. VIII.3). Опорная реакция равна поперечной силе на опоре $N=705,8 \text{ кН}$.

1) Принимаем примыкание балки к колонне сбоку (рис. VIII.5).

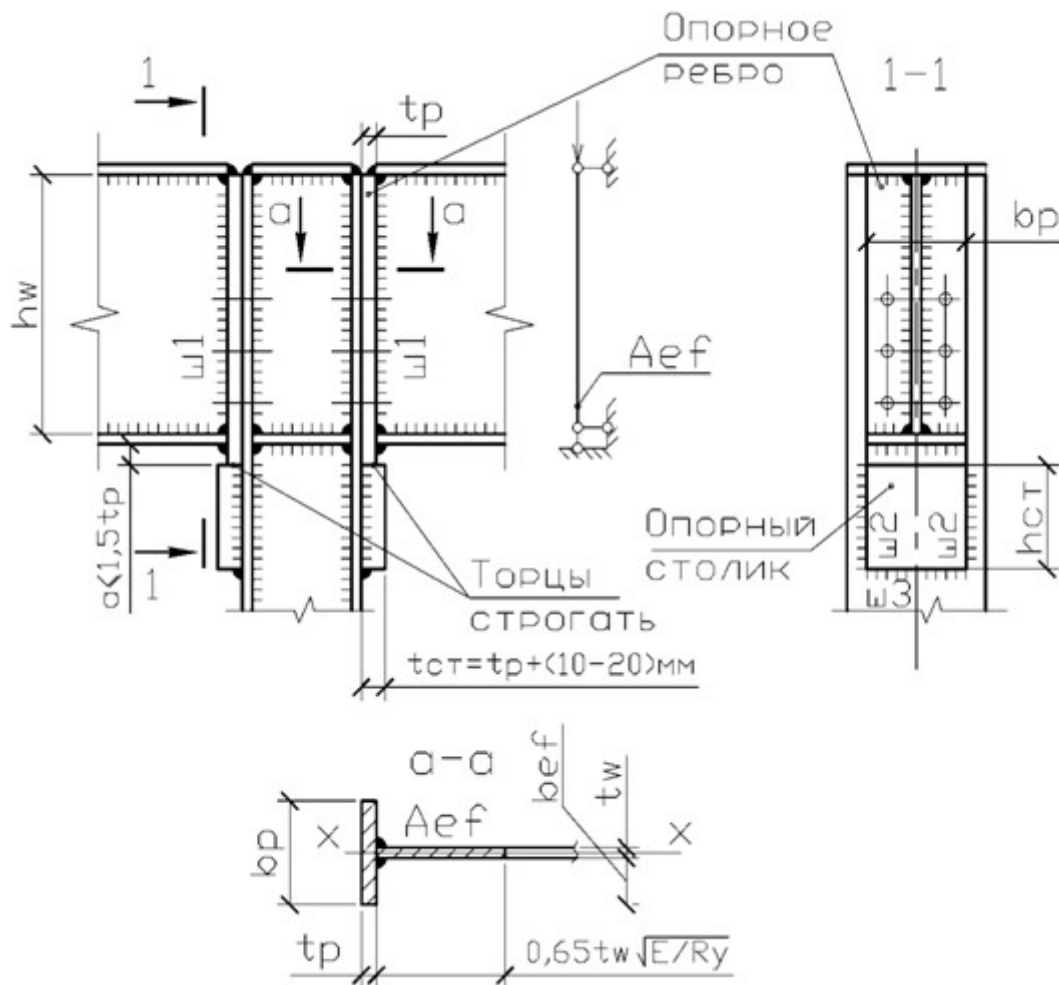


Рис. VIII.5. К расчету опорного узла.

Принимаем ширину опорного ребра $b_p = b_l = 180 \text{ мм}$, тогда его толщина равна

$$t_p = \frac{N}{b_p \cdot R_p \cdot \gamma_c} = \frac{705,8 \cdot 10}{18 \cdot 327 \cdot 1} = 1,19 \text{ см},$$

где $N = Q_{\max} = 705,8 \text{ кН}$ – опорная реакция главной балки;

$R_p = 327$ МПа – расчетное сопротивление смятию торцевой поверхности ребра при наличии пригонки (см. таблицу 52* [8], для $t > 10$ мм и $R_y = 360$ МПа).

Конструктивно принимаем $t_p = 14$ мм.

Проверим устойчивость опорной части балки

$$\frac{N}{\varphi_x A_{ef} \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{705,8 \cdot 10^{-3}}{0,941 \cdot 40,6 \cdot 10^{-4} \cdot 240 \cdot 1} = 0,769 > 1,$$

где $N = Q_{max}$ – расчетное значение опорной реакции,

φ_x определяется по табл. 72 [8] в зависимости от R_y и λ_x , здесь площадь условной стойки

$$A_{ef} = b_p t_p + 0,65 t_w^2 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 18 \cdot 1,4 + 0,65 \cdot 0,9^2 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{240}} = 40,6 \text{ см}^2;$$

$$I_x = 681,4 \text{ см}^4; \quad i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_{ef}}} = \sqrt{\frac{681,4}{40,6}} = 4,1 \text{ см}; \quad \lambda_x = \frac{h}{i_x} = \frac{110}{4,1} = 26,8;$$

Устойчивость опорного участка балки обеспечена.

Местная устойчивость опорного ребра обеспечена, т.к.

$$\frac{b'_{ef}}{t_p} = \frac{8,55}{1,4} = 6,1 < (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}} = (0,36 + 0,1 \cdot 0,914) \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{230}} \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{240}} = 13,2,$$

$$\text{где } b_{ef} = \frac{b_p - t_w}{2} = \frac{18 - 0,9}{2} = 8,55 \text{ см} < 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,5 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{240}} = 14,65;$$

$$\bar{\lambda} = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 26,8 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 0,914;$$

2). Расчет сварных швов, прикрепляющих опорное ребро к стенке балки.

Определим катет сварных швов, прикрепляющих опорное ребро к стенке балки, по формуле:

$$k_f = \frac{1}{\beta_z} \sqrt{\frac{N}{2 \cdot 85 R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c}} = \frac{1}{1,15} \sqrt{\frac{705,8 \cdot 10}{2 \cdot 85 \cdot 166,5 \cdot 1 \cdot 1}} = 0,43 \text{ см.}$$

Принимаем $k_f = k_f^{\min} = 6$ мм, (см. таблицу 38 [8]).

Практическое занятие №7. Конструирование и расчет узлов сопряжения балок

Пример 8.6. Рассчитать узел сопряжения балки настила с главной балкой на болтах.

Дано: балка настила двутавр I 30Б1. Сталь С245 по ГОСТ 27772,

$R_y = 240$ МПа. Опорная реакция балки $F = 70,3$ кН. Рассчитать узел сопряжения балки настила с главной балкой. Толщина ребра жесткости балки 9 мм. Сопряжение выполнить в одном уровне.

1). Принимаем конструкцию сопряжения с примыканием балки настила к поперечному ребру жесткости главной балки на болтах (рис. VIII.6).

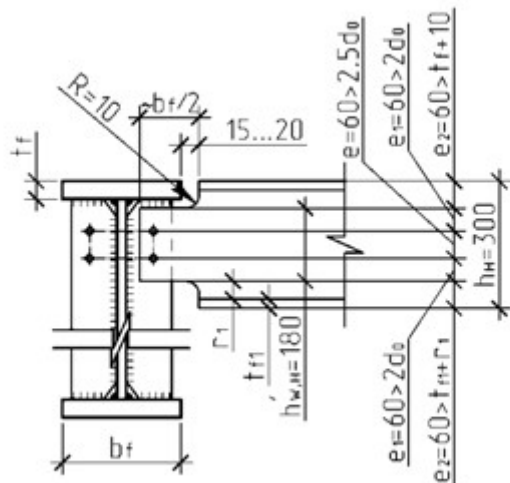


Рис. VIII.6. Сопряжение балки настила с главной.

По таблице 57, [8] принимаем в соединении болты нормальной точности класса 4.8 диаметром $d = 20$ мм.

Расчетное усилие одного болта на срез

$$N_{bs} = R_{bs} \cdot \gamma_b \cdot \frac{\pi d^2}{4} n_s = 160 \cdot 0,9 \cdot \frac{3,14 \cdot 2^2}{4} \cdot 1 \cdot 10^{-1} = 45,22 \text{ кН,}$$

где $R_{bs} = 160$ МПа – по таблице 58, [8].

Расчетное усилие одного болта на смятие

$$N_{bp} = R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot d \cdot t_{min} = 450 \cdot 0,9 \cdot 2 \cdot 0,55 \cdot 10^{-1} = 44,55 \text{ кН,}$$

где $R_{bp} = 450$ МПа – по таблице 59 [8] для болтов класса точности «В» при $R_{un} = 370$ МПа;

$t_{min} = t_{w,n} = 5,5$ мм – толщина стенки балки настила (I30B1).

2). Количество болтов в соединении

$$n_{cal} = \frac{1,2F}{N_{b,min}} = \frac{1,2 \cdot 70,3}{44,55} = 1,89 \text{ шт.}$$

где $F = 70,3$ кН – опорная реакция балки настила;

$N_{b,min} = N'_b = 44,55$ кН.

Принимаем количество болтов в соединении $n = 2$ шт. (см. рисунок VIII.6.).

Диаметр отверстий под болты

$$d_0 = d + (2...3) \text{ мм} = 20 + 3 = 23 \text{ мм.}$$

Расстояние между болтами по вертикали (см. таблицу 39, [8])

$$e \geq 2,5 d_0 = 2,5 \cdot 23 = 57,5 \text{ мм.}$$

Принимаем $e = 60$ мм $< 8 d_0 = 8 \cdot 23 = 184$ мм;

$$e = 60 \text{ мм} < 12 t_{w,n} = 12 \cdot 5,5 = 66 \text{ мм}.$$

Высота выреза $e_2 \geq t_f + 10 \text{ мм} = 25 + 10 = 35 \text{ мм}$. Принимаем $e_2 = 60 \text{ мм}$.
 Расстояние от болта до обреза стенки балки настила по вертикали

$$e_1 = \frac{300 - (60 + 60) - 60}{2} = 60 \text{ мм} > 2 d_0 = 2 \cdot 23 = 46 \text{ мм},$$

где $k = n - 1 = 2 - 1 = 1$;

n – количество болтов в соединении;

$$e_1 = 60 \text{ мм} < 8 d_0 = 8 \cdot 23 = 184 \text{ мм}; e_1 = 60 \text{ мм} < 12 t_{w,n} = 12 \cdot 5,5 = 66$$

мм.

3). Прочность ослабленного опорного сечения балки

$$\tau = \frac{Q_{\max}}{A_{nt}} = \frac{70,3 \cdot 10}{7,37} = 95,4 \text{ МПа} < R_s \gamma_c = 139,2 \cdot 1,1 = 153,1 \text{ МПа},$$

где $Q_{\max} = F_1 = 70,3 \text{ кН}$;

$$R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 240 = 139,2 \text{ МПа} - \text{расчетное сопротивление}$$

стали сдвигу;

$$A_{nt} = (h'_{w,n} - n \cdot d_0) t_{w,n} = (18 - 2 \cdot 2,3) \cdot 0,55 = 7,37 \text{ см}^2;$$

$$h'_{w,n} = k \cdot e + 2e_1 = 1 \cdot 60 + 2 \cdot 60 = 180 \text{ мм (см. рисунок VIII.6)}.$$

Прочность ослабленного опорного сечения балки обеспечена.

Раздел IX. ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТЫЕ КОЛОННЫ.

Тема 9.1. Общая характеристика, расчет сплошных колонн.

В металлических конструкциях широко применяются колонны или стержни, работающие на центральное сжатие. Колонны передают нагрузку от вышележащих конструкций на нижележащие конструкции или на фундаменты. Центральные сжатые колонны применяются для поддержания междуэтажных перекрытий и покрытий зданий, в рабочих площадках, путепроводах, эстакадах и т. п. Колонна состоит из трех частей (рис. 9.1): *оголовка*, на который опираются вышележащие конструкции; *стержень*, элемент передающий нагрузку от оголовка к базе; *база*, передающая нагрузку от стержня на фундамент. Колонны и сжатые стержни могут быть сплошными (рис. 9.2, 9.3) или сквозными, состоящими из двух ветвей, соединенных решеткой (см. рис. 9.6).

Расчет и конструирование центрально-сжатых колонны и стержней производится аналогично.

Расчет сплошных колонн.

Наиболее распространенным сечением сплошных колонн является двутавр, прокатной (широкополочный) или сварной, наиболее удобный в изготовлении при помощи автоматической сварки и позволяющий довольно просто осуществлять примыкание балок и других поддерживающих

конструкций. Различные типы сечений сплошных колонн показаны на рис. 9.2 и 9.3.

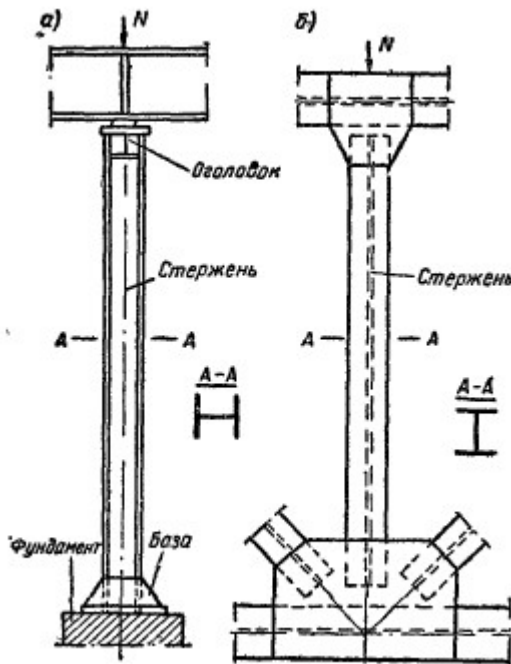


Рис.9.1 Элементы , работающие на центральное сжатие

а) – колонна; б) - сжатый стержень тяжелой фермы.

Чтобы колонна была равноустойчивой, гибкость ее в плоскости оси x-x должна быть равна гибкости в плоскости оси y-y, т.е. $\lambda_x = \lambda_y$. Однако в двутавровых сечениях (рис. 9.2, а)) это условие не соблюдается, поскольку у них радиусы инерции относительно осей разные. Так для двутавра (табл.9.1) $i_x \approx 0,43h$, а $i_y \approx 0,24b$, следовательно, при $\lambda_x = \lambda_y$ для получения равноустойчивого сечения нужно, чтобы $0,43h = 0,24b$, или $b \approx 2h$, что приводит к весьма неудобным в конструктивном отношении сечений, практически неприменяемым.

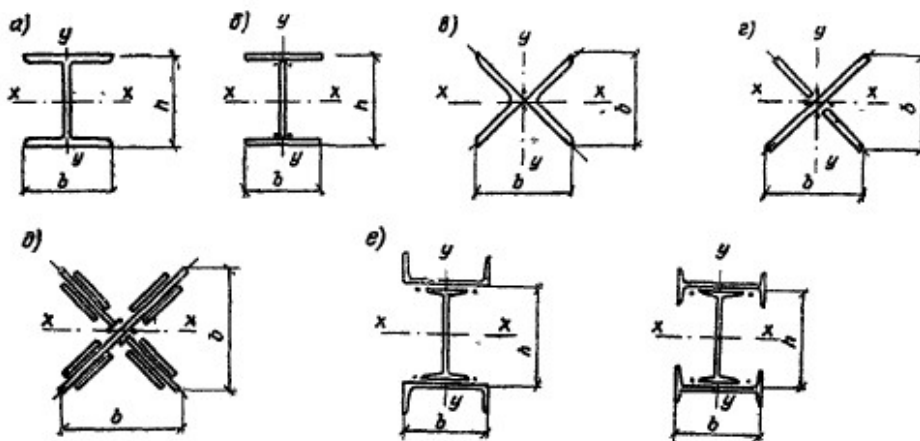


Рис. 9.2 Открытые сечения сплошных стержней

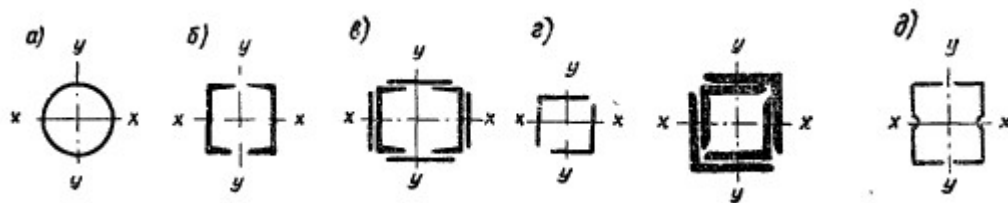


Рис. 9.3 Закрытые сечения сплошных стержней

Обычные прокатные обыкновенные двутавры применяют редко, чаще применяют широкополочные двутавры, у которых $b = h$, что не удовлетворяет условию равноустойчивости, но все же является вполне пригодным.

Таблица 9.1 Приближенные значения радиусов сечения сплошных колонн

$$(i_x \approx \alpha_x h \text{ и } i_y \approx \alpha_y b)$$

Сечение				
α_x	0,42	0,32	0,32	0,33
α_y	0,24	0,49	0,58	0,33

Сварные колонны (рис. 9.2, б)) достаточно экономичны, так как могут иметь развитое сечение, обеспечивающие колонне достаточную жесткость, поэтому они являются основным типом сечения сжатых колонн.

Равноустойчивыми в двух направлениях являются колонны крестового сечений (рис. 9.2, в) и г)), для увеличения прочности их можно усилить дополнительно листами (рис. 9.2, д)). Сварка дает возможность получать колонны замкнутого сечения и других типов, например из двух швеллеров, уголков, сечения которых при больших нагрузках могут быть усилены (рис. 9.3, в), г)).

Весьма рациональны колонны трубчатого сечений (рис. 9.3, а)) .

Выбор расчетной схемы. Расчетную схему одноярусной колонны определяют с учетом способа закрепления ее в фундаменте, а также способа прикрепления балок, передающих нагрузку на колонну.

Соединение колонны с фундаментом может быть жестким и шарнирным. Если фундамент достаточно массивен, опирается на непросадочный грунт, а база колонны развита и имеет надежное анкерное крепление, колонну можно считать заземленной в фундаменте. В других случаях – шарнирное закрепление.

Сопряжение балок с колоннами может быть сверху на оголовок и сбоку (рис.9.4).

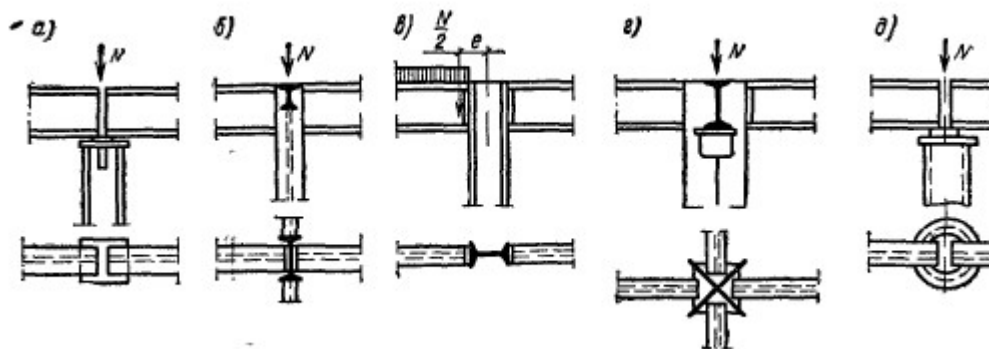


Рис. 9.4 Схемы сопряжения балок с колонной






При одноярусных колоннах балки или другие конструкции могут опираться сверху (рис. 9.4,а д)). Такое соединение, при заземленных внизу колоннах, удобно при монтаже, осуществляется четкая передача нагрузки от выше лежащих конструкций на оголовок; при этом колонна рассматривается как шарнирно закрепленная в верхнем конце. Тогда при жестком закреплении колонны в фундаменте расчетная длина колонны принимается равной $0,7l_0$, а при шарнирном – l_0 , где l_0 – геометрическая длина колонны от фундамента до низа балок .

Более жестким является соединение балочной конструкции к колонне сбоку (рис. 9.4, б)).

При достаточно мощной балочной конструкции и жестком прикреплении балок к колоннам последние можно считать заземленными вверху. Тогда расчетная длина в плоскости главных балок может приниматься равной $0,7l_0$ при шарнирном закреплении колонны с фундаментом и $0,5l_0$ при жестком. Однако и в последнем случае чаще принимают $0,7l_0$, поскольку вследствие изгиба балок нет полного заземления.

В общем случае расчетная длина колонны определяется, как $l = l_0 \cdot \mu$, здесь l_0 - геометрическая длина колонны; μ - коэффициент расчетной длины, зависит от закрепления концов стержня, принимается по табл. 9.2.

Таблица 9.2 Коэффициент расчетной длины μ для стержней постоянного сечения

Схема закрепления концов стержня					
Коэффициент расчетной длины μ	1	0,7	0,5	1	2

Примечание: в таблице $l = l_0$.

При двутавровых колоннах главные балки удобно прикреплять не к стенке, а к полкам (рис. 9.4, в)). В этом случае при расположении временной нагрузки с одной стороны колонны последняя работает на внецентренное сжатие, где значение момента можно принимать равным $M=Ne$, здесь N – опорное давление от односторонней временной нагрузки (рис. 9.4, в)).

9.1.1. Подбор сечения сплошной колонны.

Сечение колонны, чаще всего, проектируют в виде сварного двутавра с $h \geq b_f$ (рис. 9.5).

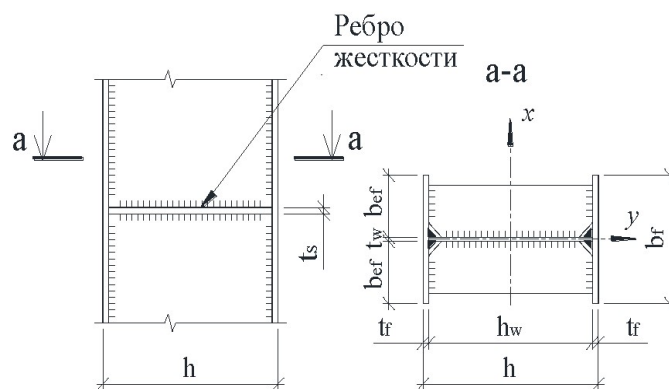


Рис. 9.5. Стержень колонны сплошного сечения:

h – высота сечения колонны; b_f , t_f – ширина и толщина полок колонны;
 h_w , t_w – высота и толщина стенки колонны; b_{ef} – свес полки

Задавшись типом сечения колонны, определяем требуемую площадь сечения по формуле:

$$A_{cal} = N / (\varphi_l \cdot R_y \cdot \gamma_c) \quad (9.1)$$

где N – расчетное усилие на колонну; R_y – принимается в зависимости от марки стали по табл. 51, [8].

В первом приближении для определения φ_l задаются значением гибкости λ_1 , значение которой можно принимать при длине колонны 5 - 6 м - $\lambda_1 = 100 \dots 70$ с нагрузкой на колонну 1500-2000 кН и $\lambda_1 = 70 \dots 50$ с нагрузкой - 2500-4000 кН. Значение φ_l принимают по таблице 72, [8].

Для определения размеров сечения колонны необходимо определить требуемый радиус инерции сечения относительно осей $x-x$ и $y-y$

$i_x = l_x / \lambda_1$, и $i_y = l_y / \lambda_1$ здесь l_x и l_y - расчетная длина стержня колонны относительно осей $x-x$ и $y-y$.

Приравняв значения требуемых значений радиуса инерции i_x и i_y , данным таблицы 9.1 для принятого типа сечения, определим генеральные размеры колонны:

$$h_{cal} = i_x / \alpha_x \quad \text{и} \quad b_{cal} = i_y / \alpha_y.$$

По данным значений A_{cal} , h_{cal} и b_{cal} компоуем сечение колонны.

Для колонны двутаврового сечения рекомендуется принимать высоту сечения и ширину полки колонны, примерно, равными $h \approx b$, толщину стенки принимать в пределах $t_w = 8-16$ мм, толщину полки $t_f = 8-40$ мм; учитывать условия свариваемости, чтобы $t_f / t_w \leq 3$; условия обеспечения местной устойчивости: стенки $h_w / t_w \leq 60$ для малоуглеродистой и $h_w / t_w \leq 50$ для низколегированной сталей, полки $b_f / t_f \leq 30$ для малоуглеродистой и $b_f / t_f \leq 30$ для низколегированной сталей.

С учетом всех этих требований назначается сечение колонны. Определяем геометрические характеристики сечения: площадь A , моменты инерции I_x и I_y , радиусы инерции $i_x = \sqrt{I_x / A}$ и $i_y = \sqrt{I_y / A}$.

Определяем гибкость стержня

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} \quad \text{и} \quad \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} \quad (9.2)$$

по λ_{max} по таблице 72 [8] определяем коэффициент φ_{min}

Выполняем проверку устойчивости принятого сечения

$$\frac{N}{\varphi_{min} A \gamma_c} \leq R_y. \quad (9.3)$$

Перенапряжение не допускается. Если напряжения σ значительно меньше R_y (более чем на 5%), следует уточнить сечение и повторно выполнить проверку устойчивости колонны.

Кроме проверки колонны на устойчивость должно соблюдаться условие, при котором гибкость ее стержня должна быть меньше предельной, т. е., $\lambda \leq \lambda_{ef}$, которую определяют по табл. 19, [8]: $\lambda_{ef} = 180 - 60\alpha$, здесь $\alpha = \frac{N}{\varphi AR_y \gamma_c}$.

Проверки местной устойчивости элементов сечения колонны

а) Местная устойчивость полки будет обеспечена, если выполняется условие

(п. 7.23 [8]):

при $0,8 \leq \bar{\lambda} \leq 4,0$

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (9.4)$$

при $\bar{\lambda} < 0,8$ или $\bar{\lambda} > 4,0$ в формуле (9.4) принять $\bar{\lambda} = 0,8$ либо $\bar{\lambda} = 4,0$ соответственно;

б) местная устойчивость стенки будет обеспечена, если выполняется условие

(п. 7.14 [8]):

$$\frac{h_{ef}}{t_w} \leq \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (9.5)$$

где наибольшая условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_{uw}$ равна:

$$\text{при } \bar{\lambda} < 2,0, \quad - \quad \bar{\lambda}_{uw} = 1,30 + 0,15\bar{\lambda}^2;$$

$$\text{при } \bar{\lambda} \geq 2,0, \quad - \quad \bar{\lambda}_{uw} = 1,20 + 0,35\bar{\lambda}, \quad \text{но не более } 2,30;$$

где b_{ef} – свес полки;

$h_{ef} = h_w$ – высота стенки;

$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ – условная гибкость стержня относительно оси с максимальной гибкостью.

При $\frac{h_{ef}}{h_w} \geq 2,3 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$, стенку колонны следует укреплять

поперечными ребрами жесткости, расположенными на расстоянии $(2,5-3)h_{ef}$ друг от друга, но не менее двух ребер на каждый отправочный элемент (для сварного двутавра $h_{ef} = h_w$). Размеры парных поперечных ребер жесткости принимают следующими:

ширина ребра

$$b_h \geq \frac{h_{ef}}{30} + 40 \text{ мм}; \quad (9.6)$$

толщина ребра

$$t_s \geq 2b_h \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (9.7)$$

но не менее 6 мм.

Недонапряжение в стержне колонны не должно превышать 5 %. Перенапряжение не допускается.

Тема 9.2. Конструкция и расчет сквозных колонн

Стержень сквозной колонны состоит из двух или нескольких ветвей, соединенных планками или решеткой.

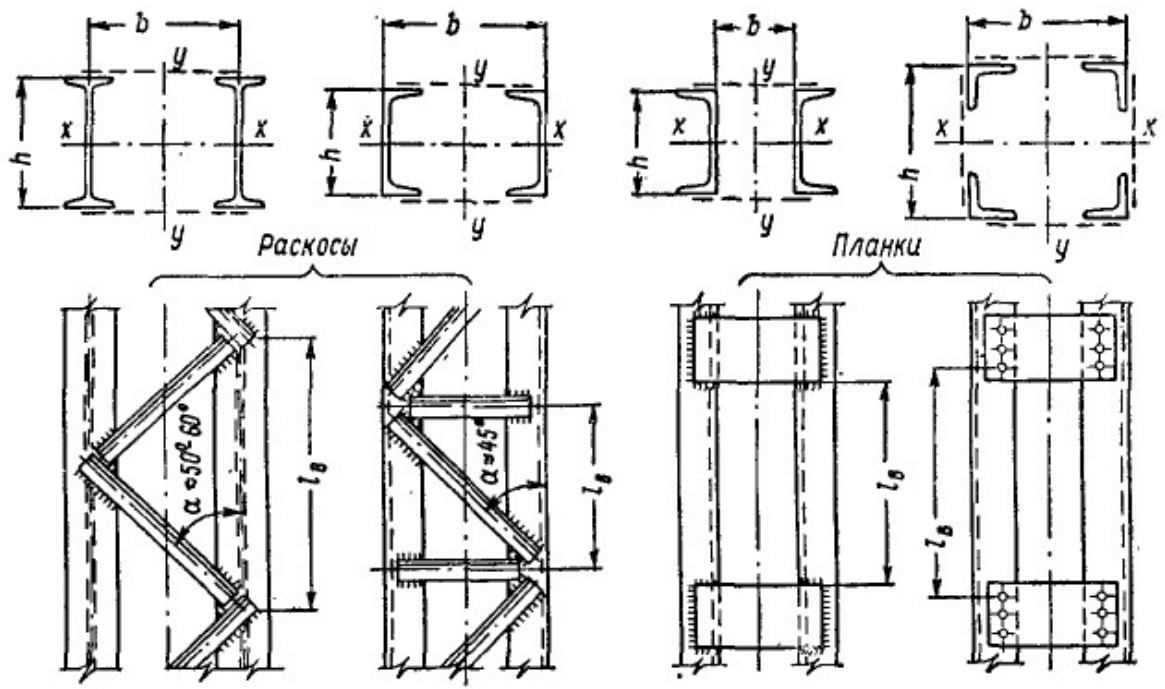


Рис. 9.6. Сечения сквозных колонн с ветвями из двутавров, швеллеров и уголков.

Наиболее широко применяются колонны с ветвями из прокатных швеллеров или двутавров, соединенных в плоскостях полок ветвей планками или (рис. 9.6). Подбор сечений таких колонн ведут, исходя из расчета на устойчивость относительно материальной оси $x-x$ и свободной оси $-y-y$.

Расчет сквозных колонн на устойчивость относительно материальной оси $x-x$ ведется как для сплошных колонн, по формуле

$$\sigma_x = \frac{N}{\varphi_x A \gamma_c} \leq R_y. \quad (9.8)$$

Расчет на устойчивость относительно свободной оси $y-y$ также ведется по формуле (9.8) с заменой φ_x на φ_y , где φ_y определяется по приведенной гибкости, определяемой в зависимости от типа сечения и соединительной решетки по таблице 7, [8]. На рис. 9.7 приведена колонна сквозного сечения с планками.

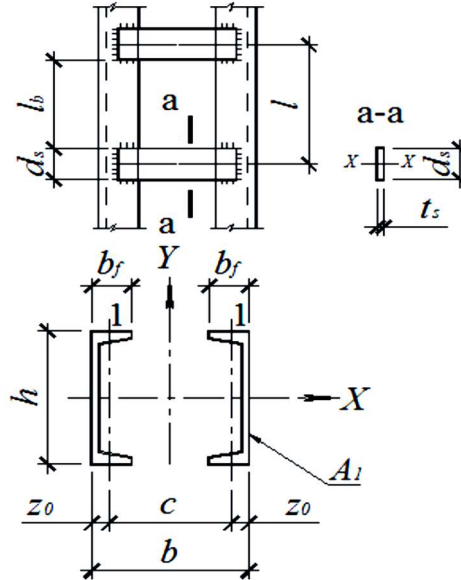


Рис. 9.7. Стержень колонны сквозного сечения:

b – ширина сечения колонны; h – высота сечения колонны; b_f – ширина полки ветви колонны; c – расстояние между центрами тяжести ветвей колонны; A_1 – площадь сечения одной ветви колонны; l – расстояние между серединой двух соседних планок; l_b – расстояние между двумя соседними планками в свету; d_s – ширина планки; t_s – толщина планки.

Значение приведенной гибкости определяется по формулам табл. 7, [8]:

$$\text{при } \frac{I_s l}{I_b b} < 5 \quad \text{равно} \quad \lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82\lambda_1^2(1+n)}; \quad (9.9)$$

$$\text{при } \frac{I_s l}{I_b b} \geq 5 \quad \text{равно} \quad \lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}, \quad (9.10)$$

где $I_s = \frac{t_s d_s^3}{12}$ – момент инерции одной планки относительно собственной оси;

I_b – момент инерции ветви относительно оси $l-l$;

$\lambda_1 = \frac{l_b}{i_1}$ – гибкость отдельной ветви относительно оси $l-l$ (принимается не более 40);

$n = \frac{I_b b}{I_s l}$ – отношение погонных жесткостей ветви и планки.

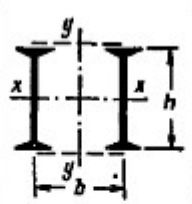
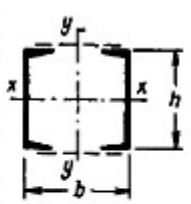
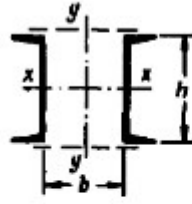
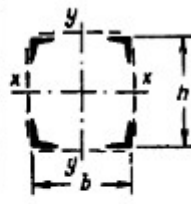
Ширину колонны b (раздвижку ветвей) определяют из условия равноустойчивости стержня относительно осей x - x и y - y (т. е. из условия, что $\lambda_x \approx \lambda_{ef}$). Размер b можно определить по формуле

$$b \geq 1,3 \frac{l_{ef,y} \alpha_x}{l_{ef,x} \alpha_y} h, \quad (9.11)$$

где α_x и α_y – коэффициенты, принимаемые по табл. 9.3;

$l_{ef,x}$ и $l_{ef,y}$ – расчетные длины колонны относительно осей x и y .

Таблица 9.3. Приближенные значения радиусов инерции сквозных колонн ($i_x = \alpha_x h$, $i_y = \alpha_y b$)

Сече- ние				
α_x	0,41	0,39	0,33	0,43
α_y	0,52	0,44	0,6	0,43

При эксплуатации (очистка, покраска и др.), для доступа внутрь сечения, необходимо наличие зазора между ветвями, который принимается не менее 100 мм:

$$b \geq 2b_f + 100 \text{ мм},$$

где b_f – ширина полки ветви колонны.

Ширину планок принимают

$$d_s \approx (0,5-0,8)b,$$

а толщину

$$t_s \approx (1/15-1/30)d_s.$$

Как правило, толщина планок назначается в пределах 6–12 мм. Расстояние между планками назначают $l_b = (35-40)i_1$. При назначении l_b необходимо, чтобы $\lambda_y > \lambda_1$,

где $\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y}$ – гибкость колонны относительно оси y ;

$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$; $I_y = 2 \left(I_1 + A_1 \left(\frac{c}{2} \right)^2 \right)$ – соответственно радиус и момент инерции

колонны относительно оси y - y ;

I_1 – собственный момент инерции сечения ветви колонны относительно оси 1–1;

A, A_1 – площадь сечения всей колонны и ее одной ветви;

c – расстояние между центрами тяжести ветвей.

Таким образом, чтобы определить значение приведенной гибкости и выполнить проверку устойчивости колонны относительно свободной оси, необходимо выполнить расчет планок или решетки.

9.2.1. Расчет планок сквозной колонны. Расчет планок выполняют на условную поперечную силу, определяемую по формуле (см. п. 5.8, [8])

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N}{\varphi}, \quad (9.12)$$

где N – продольное усилие в составном стержне;

φ – коэффициент продольного изгиба, принимаемый для составного стержня в плоскости соединительных элементов (относительно оси $y-y$).

Условная поперечная сила распределяется поровну между планками, лежащими в плоскостях, перпендикулярных свободной оси, т. е. $Q_s = 0,5 Q_{fic}$.

Расчет планок и их прикреплений ведут как элементов безраскосных ферм.

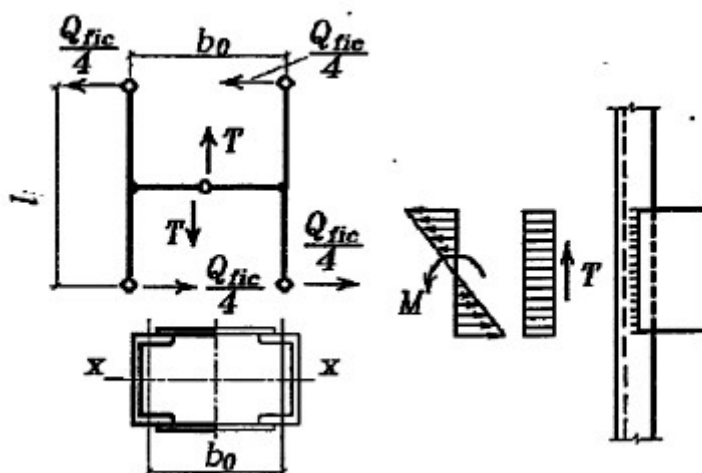


Рис.9.8 К расчету планок

Расчетные усилия для проверки прочности планки и сварных швов можно определить из условия равновесия (рис 9.8). При этом поперечную силу следует поделить между двумя ветвями и между двумя системами планок. Следовательно, в точках нулевых моментов на одну систему планок будет приходиться четвертая часть условной поперечной силы.

Записав условие равновесия

$$\frac{Q_{fic}}{4} l = T \frac{b_0}{2},$$

определим силу, срезающую планку:

$$T = \frac{Q_{fic} l}{2b_0}, \quad (9.13)$$

и момент, изгибающий планку в ее плоскости:

$$M = T \frac{b_0}{2} = \frac{Q_{fic} l}{4}. \quad (9.14)$$

Планки работают на изгиб и срез. Проверка прочности соединительных планок выполняется по нормальным и касательным напряжениям, соответственно, на изгиб и срез по формулам :

$$\sigma = 6 \cdot M / t \cdot d^2 \leq R_y \gamma_c, \quad \text{и} \quad \tau = T / t \cdot d \leq R_s \gamma_c. \quad (9.15)$$

Проверка швов, прикрепляющих каждый конец планки к ветвям колонны, производится на равнодействующие напряжения от изгиба τ_M и от среза τ_F . Если $\beta_f R_{wf} < \beta_z R_{wz}$ расчет ведем по металлу шва по формуле

$$\tau = \sqrt{\tau_M^2 + \tau_F^2} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c, \quad (9.16)$$

где R_{wf} , R_{wz} – расчетные сопротивления угловых швов на срез соответственно по металлу шва и металлу границы сплавления;

γ_{wf} , γ_{wz} – коэффициенты условий работы шва;

γ_c – коэффициент условия работы, принимаемый по табл. 6 [8].

τ_M и τ_F - напряжения в сварном шве от M и T по металлу шва.

Если $\beta_f R_{wf} > \beta_z R_{wz}$ расчет ведем по металлу границы сплавления шва по формуле (9.16) с заменой $R_{wf} \gamma_{wf}$ на $R_{wz} \gamma_{wz}$ и τ_M и τ_F - рассчитанных по металлу границы сплавления. При расчете швов катет углового шва k_f принимается не менее катета, согласно табл. 38[8].

Чтобы предотвратить закручивание сквозных колонн, примерно через 3-4м по высоте устанавливают горизонтальные диафрагмы, обычно из листа толщиной 8-12 мм.

9.2.2. Расчет раскосной решетки. Расчет сводится к определению сечения и расчету сварного соединения раскосов и стоек к ветвям колонны. Сечение раскосов и стоек обычно проектируют из одиночных уголков, привариваемых к полкам ветвей колонны.

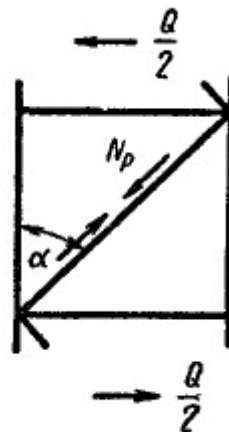


Рис.9.9 К расчету раскосной решетки

Усилие в раскосе и стойке определяется от фиктивной поперечной силы (см.п.9.2.1) (рис.9.9) :

$$N_p = Q_{fic}/2\sin \alpha. \quad \text{и} \quad N_p = Q_{fic}/2. \quad (9.17)$$

Требуемый радиус инерции и требуемая площадь раскоса или стойки определяются по формуле расчета центрально сжатого элемента, где в качестве расчетной длины принимается длина элемента между узлами, а гибкость предварительно назначается в пределах 100...150. Для сечений из уголков, гибкость элемента определяют относительно оси с минимальной жесткостью и значение коэффициента γ_c принимается равным $\gamma_c = 0,75$.

Из условия унификации рекомендуется сечение раскосов и стоек принимать одинаковыми. Крепление раскосов и стоек к ветвям осуществляется с помощью сварных швов, расчет которых выполняется как для обычных сварных соединений.

После расчета соединительных элементов производится проверка общей устойчивости колонны относительно свободной оси у-у и ее ветви, но относительно уже собственной оси параллельно оси у-у. При этом за расчетную длину отдельной ветви принимается расстояние "в свету" при использовании планок и расстояние между геометрическими центрами узлов при использовании раскосов. (рис. 9.6).

Тема 9.3. Конструкция и расчет деталей и узлов колонн

9.3.1. Базы центрально сжатых колонн

Базы центрально сжатых колонн могут быть шарнирные или жесткие. Конструкция баз должна отвечать принятому в расчетной схеме способу сопряжения колонн с фундаментом (рис. 9.10).

Различают два основных типа баз – с траверсами и фрезерованным торцом. Базы с траверсами обычно принимают для колонн с усилиями до 4000–5000 кН. На рис. 9.10 приведены конструктивные решения баз с траверсами при их шарнирном и жестком сопряжениях с фундаментом. В первом случае соединение базы с фундаментом осуществляется анкерными болтами диаметром 24–30 мм непосредственно через плиту, а во втором – анкерными болтами диаметром 24–36 мм через траверсы с использованием анкерных плиток толщиной 30–40 мм.

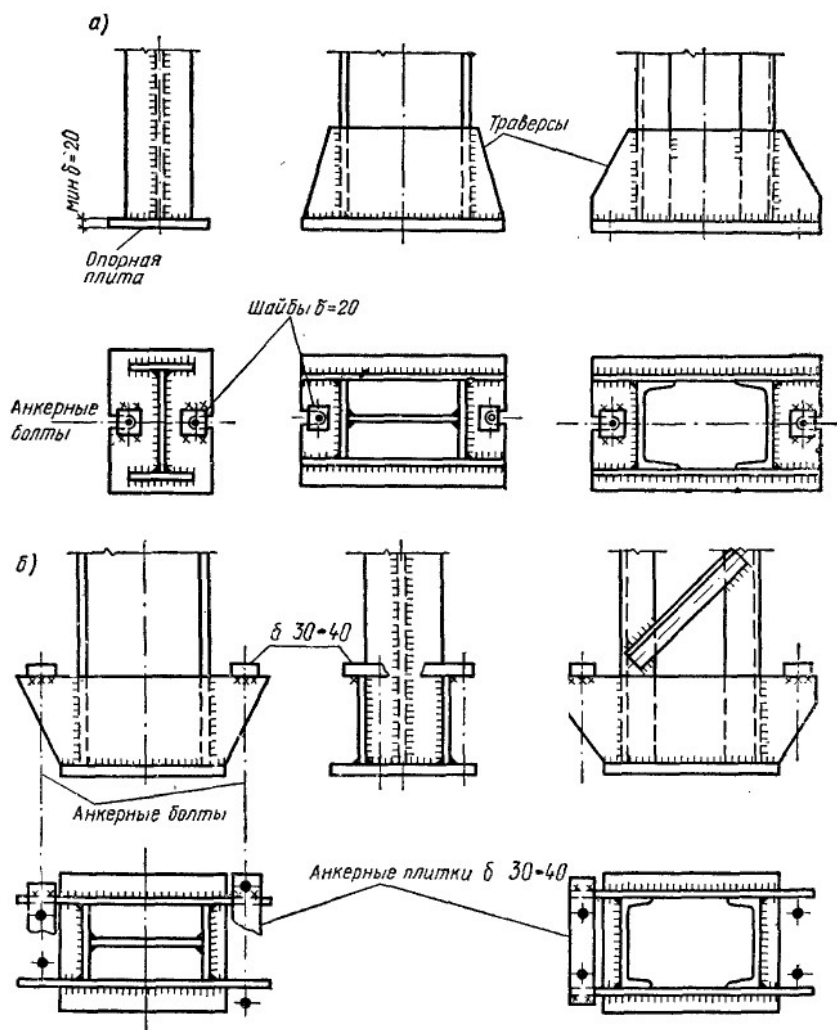


Рис. 9.10 Базы центрально сжатых колонн
 а) – шарнирные б) – жесткие.

В колоннах с большими расчетными усилиями (6000 – 10000 кН и более) целесообразно фрезеровать торец колонны и плиту. Плита при помощи установочных болтов выверяется на фундаменте в проектное положение, подливается раствором и после этого на плиту по рискам устанавливается колонна. В этом случае траверса и ребра отсутствуют, плита должна иметь значительную толщину, чтобы равномерно передавать нагрузку на фундамент.

Площадь опорной плиты баз центрально сжатых колонн определяют из условия смятия материала фундамента. Если фундамент из тяжелого бетона, то требуемая площадь

$$A_{пл} \geq \frac{N}{f_{суд} \alpha_u}, \quad (9.18)$$

где N – расчетное усилие в колонне с учетом ее собственного веса;
 $f_{суд}$ – расчетное сопротивление бетона смятию;

$\alpha_u = 0,75$ – при равномерном смятии.

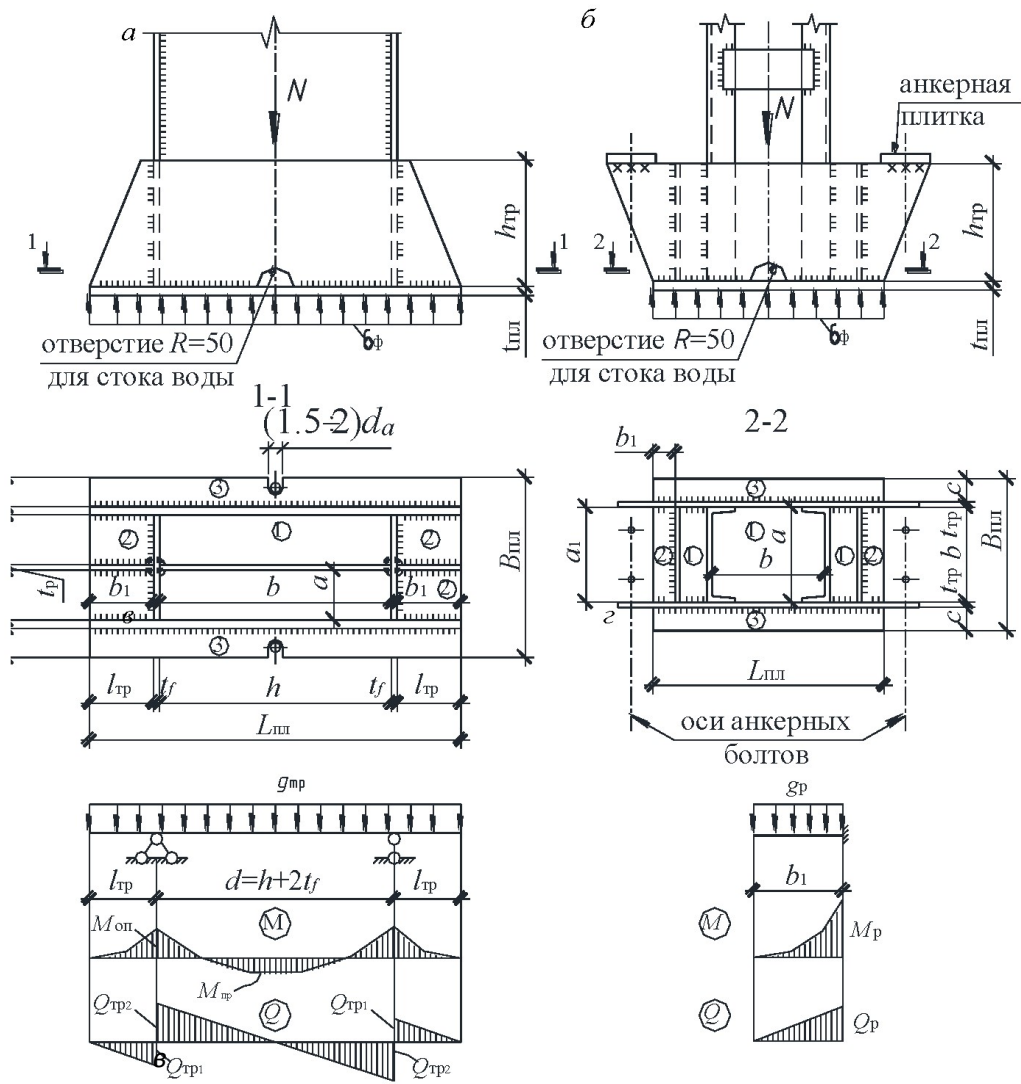


Рис. 9.11 Типы баз колонн:

а – при шарнирном закреплении с фундаментом; *б* – при жестком закреплении;

в, з – расчетные схемы траверсы и ребра

Назначив ширину опорной плиты

$$B_{пл} = B + 2(t_{гр} + c) \quad (9.19)$$

и зная ее требуемую площадь, определяют длину плиты по формуле

$$L_{пл} \geq \frac{A_{пл}}{B_{пл}}. \quad (9.20)$$

В формуле (9.19) *B*– ширина полки либо ветви колонны;

t_{гр} = 8–16 мм – толщина траверсы;

c – вылет консольного участка плиты, назначаемый длиной от 15 до 120 мм.

Размеры $B_{пл}$ и $L_{пл}$ рекомендуется назначать кратными 50 мм.

Плиту рассчитывают на изгиб как пластинку, нагруженную снизу равномерно распределенной нагрузкой (опорным давлением фундамента $\sigma_{ф} = \frac{N}{L_{пл}B_{пл}} \leq f_{суд}\alpha_u$) и опертую на элементы сечения стержня и базы колонны.

В соответствии с конструкцией базы плита может иметь участки, опертые на четыре стороны (контур 1), на три стороны (контур 2) и консольные (контур 3), см. рис. 9.11.

Наибольшие изгибающие моменты на полосе единичной ширины в пластинках, опертых на четыре или три стороны соответственно, определяются по формулам

$$M_1 = \alpha \sigma_{ф} a^2; \quad (9.21)$$

$$M_2 = \beta \sigma_{ф} a_1^2, \quad (9.22)$$

где a – длина короткой стороны участка (контур 1); a_1 – длина свободного края плиты (контур 2); α и β – коэффициенты, полученные академиком Б. Г. Галеркиным и приведенные в табл. 9.4 и 9.5.

Таблица 9.4.

Значения коэффициента " α " для пластинок, опертых на четыре канта

b/a	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2	>2
α	0.048	0.055	0.063	0.069	0.075	0.081	0.086	0.091	0.094	0.098	0.1	0.125

Таблица 9.5.

Значения коэффициента " β " для пластинок, опертых на три канта

b_1/a_1	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.2	1.4	2	>2
β	0.06	0.074	0.088	0.097	0.107	0.112	0.12	0.126	0.132	0.133

В таблицах b/a – отношение более длинной стороны пластинки к более короткой; b_1/a_1 – отношение закрепленной стороны пластинки к свободной.

При отношении большей стороны пластинки, опертой по четырем сторонам, к меньшей стороне: $b/a > 2$, расчетный момент в ней определяется как для однопролетной балки с пролетом, равным размеру меньшей стороны пластинки, по формуле

$$M_1 = \sigma_{ф} \frac{a^2}{8}. \quad (9.23)$$

Если для пластинки, опертой по трем сторонам, отношение закрепленной стороны пластинки к свободной $b_1/a_1 < 0,5$, то изгибающий момент в ней определяется как для консольной балки с вылетом, равным b_1 , по формуле

$$M_2 = \sigma_{\phi} \frac{b_1^2}{2}. \quad (9.24)$$

На консольном участке изгибающий момент определяется по формуле

$$M_3 = \frac{\sigma_{\phi} c^2}{2}. \quad (9.25)$$

По наибольшему из найденных изгибающих моментов определяют толщину плиты:

$$t_{nl} = \sqrt{\frac{6M_{max}}{R_y \gamma_c}} \quad (9.26)$$

где γ_c – по табл. 6 [8];

R_y – расчетное сопротивление стали, принимаемое по табл. 51 [8];

При конструировании базы необходимо стремиться к тому, чтобы моменты на разных участках плиты были близкими друг к другу. Это достигается изменением размеров отсеков путем постановки диафрагм и ребер жесткости (см. рис. 9.11). Обычно толщину принимают в пределах 16–40 мм.

Высоту траверсы определяют из условия работы на срез швов, прикрепляющих траверсу к стержню колонны, по формуле

$$h_{тр} = \frac{N}{n\beta_f(z)k_f R_{wf}(z)\gamma_{wf}(z)\gamma_c} + 0,001 \text{ м} \quad (9.27)$$

где n – число угловых швов, прикрепляющих траверсу к стержню колонны;

γ_{wf} , γ_{wz} – коэффициенты условий работы соответственно по металлу шва и металлу границы сплавления, принимаемые по п. 11.2 [8];

R_{wf} и R_{wz} – расчетные сопротивления углового шва по металлу шва и металлу границы сплавления;

β_f и β_z – коэффициенты глубины проплавления шва принимают по табл. 34 [8].

Обычно сварку базы выполняют полуавтоматами в струе углекислого газа с использованием проволоки, марку которой выбирают по табл. 55 [8].

Для уменьшения высоты траверсы можно учитывать частичную передачу усилия на плиту от стержня колонны через швы, соединяющие их друг с другом.

Зная размеры траверсы, ее проверяют на изгиб и срез по формулам

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W_{тр}} \leq R_y \gamma_c \quad (9.28)$$

$$\tau = \frac{Q_{тр}}{t_{тр} h_{тр}} \leq R_s \gamma_c \quad (9.29)$$

где M_{max} – больший из изгибающих моментов на опоре и в пролете траверсы;

$W_{тр} = t_{тр} h_{тр}^2 / 6$ – момент сопротивления траверсы;

$Q_{тр}$ – поперечная сила в траверсе.

Расчетная схема траверсы приведена на рис. 9.11, в. Она представляет собой двухконсольную балку, нагруженную равномерно распределенной нагрузкой

$$g_{тр} = \sigma_{\phi} d_{тр},$$

где $d_{тр}$ – ширина грузовой площади, которая для базы на рис. 9.11, а) равна

$$d_{тр} = C + t_{тр} + 0,5 a_1,$$

а для базы на рис 9.11, б)

$$d_{тр} = 0,5 B_{пл}.$$

Изгибающие моменты на опоре и в пролете и поперечная сила в траверсе

$$M_{оп} = \frac{g_{тр} l_{тр}^2}{2}; \quad (9.30)$$

$$M_{пр} = \frac{g_{тр} d^2}{8} - \frac{g_{тр} l_{тр}^2}{2}; \quad (9.31)$$

$$Q_{тр1} = g_{тр} l_{тр}; \quad (9.32)$$

$$Q_{тр2} = g_{тр} d / 2. \quad (9.33)$$

Аналогично рассчитывают ребра базы, также работающие на изгиб и срез. Расчетная схема ребра приведена на рис. 9.11, г. Здесь при определении M_p и Q_p равномерно распределенная нагрузка g_p вычисляется по формуле

$$g_p = \sigma_{\phi} (a_1 + t_p).$$

Сварные угловые швы, прикрепляющие ребра к колонне, проверяются на равнодействующие напряжения от изгиба и среза по формуле

$$\tau_w = \sqrt{\tau_M^2 + \tau_Q^2} \leq R_{wf(c)} \gamma_{wf(c)} \gamma_c \quad (9.34)$$

где

$$\tau_M = \frac{M_p}{W_w} = \frac{6 g_p b_1^2}{2 \cdot 2 \beta_{f(z)} k_f h_w^2};$$

$$\tau_Q = \frac{Q_p}{A_w} = \frac{g_p b_1}{2 \beta_{f(z)} k_f h_w};$$

$$h_w = h_p - 1 \text{ см.}$$

Швы, прикрепляющие траверсу и ребра к плите, рассчитывают на усилия, собранные с соответствующих грузовых площадей. Здесь по известной длине шва находят высоту катета шва k_f .

9.3.2. Оголовки колонн

Конструктивное решение оголовка зависит от типа сечения колонн, способа опирания ригелей (сверху или сбоку). На рис. 9.12 приведены

конструкции оголовков колонн при опирании на них конструкций сверху. На рис.8.13, в) приведена конструкция оголовка колонны сплошного сечения при опирании балок сбоку, а на рис. IX.8 (пример 9.4) – опирание балок сбоку на колонну сквозного сечения.

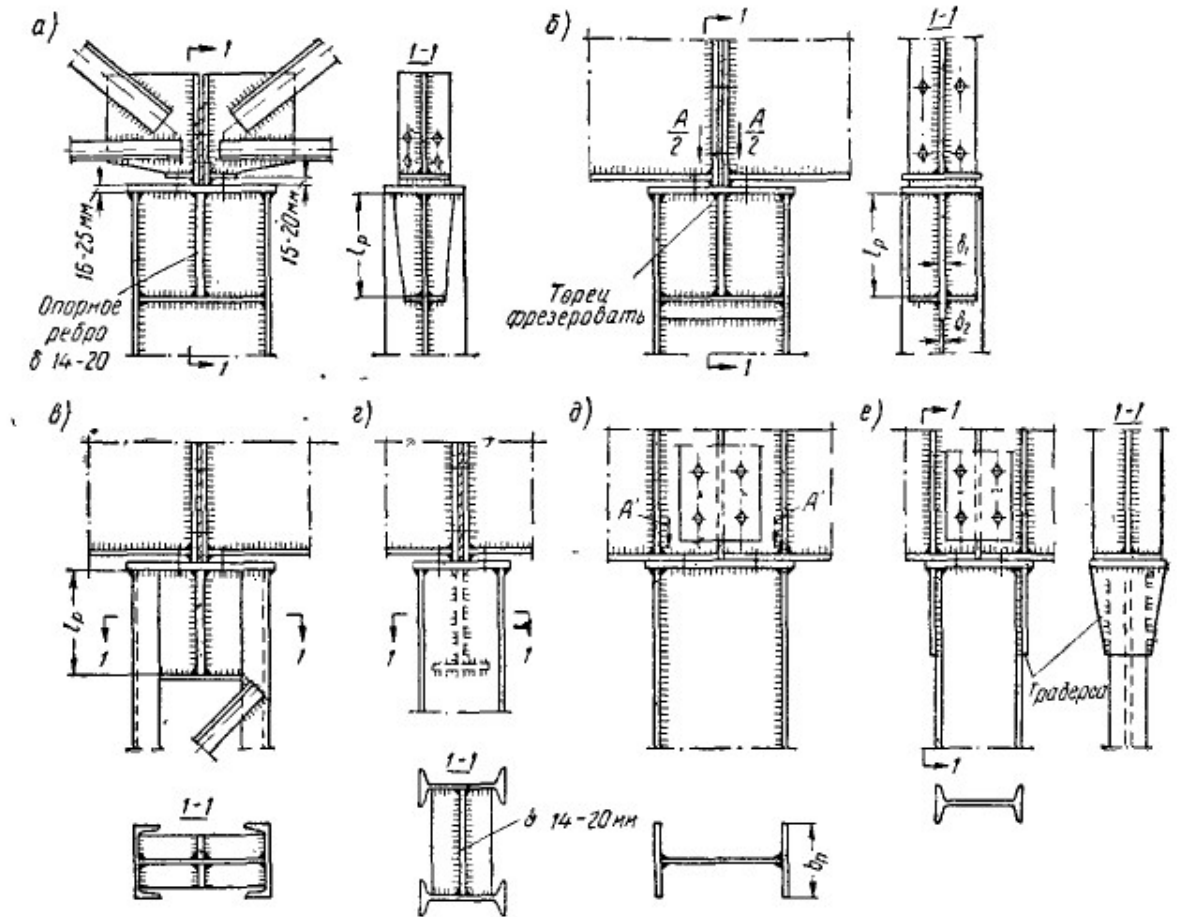


Рис. 9.12. Оголовки колонн при опирании конструкций сверху.

Расчет оголовка выполняется в зависимости от выбранного варианта его конструктивного решения. В ниже приведенных примерах рассмотрены возможные конструкции оголовков колонн и их расчет.

Содержание практических занятий по разделу IX.

Практическое занятие №8. Подбор и проверка сечения центрально сжатой колонны

Пример 9.1. Подобрать сечение стержня сплошной колонны

Подобрать сечение стержня сплошной колонны двутаврового сечения, нагруженного расчетной нагрузкой от вышележащих конструкций $N = 2600$ кН. Колонна имеет базу с шарнирным закреплением относительно оси Y и с жестким закреплением относительно оси X . Отметка уровня пола второго

этажа 12 м, толщина настила 0,12 м, высота балки на опоре 1,5 м, опирание балки на колонну принято согласно рис. IX.1.

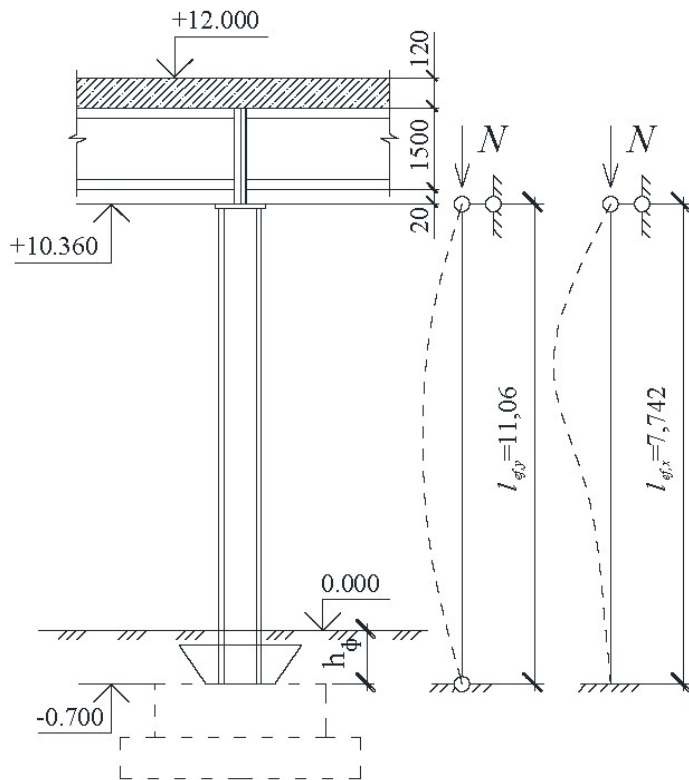


Рис. IX.1. К определению расчетной длины сплошной колонны

1. В соответствии с табл. 50* [8] для колонны принимаем сталь С235. По табл. 50* [1] для стали С235 из листа $t = 2-20$ мм: $R_y = 230$ МПа.

Геометрическая длина колонны за вычетом толщины настила и высоты балки на опоре

$$l = 12 + 0,7 - 0,12 - 1,5 - 0,02 = 11,06 \text{ м.}$$

При заданных закреплениях базы колонны ее расчетная длина

$$l_{efx} = l_x \mu = 11,06 \cdot 0,7 = 7,742 \text{ м;}$$

$$l_{efy} = l_y \mu = 11,06 \cdot 1 = 11,06 \text{ м,}$$

где 0,7 м – заглубление h_ϕ базы колонны.

Расчетное усилие с учетом собственного веса колонны

$$N = 2600 \cdot 1,01 = 2626 \text{ кН.}$$

Требуемую площадь и ориентировочные размеры сечения колонны определим, задавшись на первом этапе расчета гибкостью $\lambda_x = 70$ и $\lambda_y = 100$.

По табл. 72 [8]:

$$\text{при } \lambda_x = 70 \text{ и } R_y = 230 \text{ МПа} = 23 \text{ кН/см}^2, \quad \varphi_x = 0,761;$$

$$\text{при } \lambda_y = 100 \text{ и } R_y = 230 \text{ МПа} \quad \varphi_y = 0,556.$$

Тогда

$$A_{cal,x} = \frac{N}{\varphi_x R_y \gamma_c} = \frac{2626}{0,761 \cdot 23 \cdot 1,0} = 150,03 \text{ см}^2;$$

$$A_{cal,y} = \frac{N}{\varphi_y R_y \gamma_c} = \frac{2626}{0,556 \cdot 23 \cdot 1,0} = 205,3 \text{ см}^2;$$

$$i_x = \frac{l_{ef,x}}{\lambda_x} = \frac{774,2}{70} = 11,06 \text{ см};$$

$$i_y = \frac{l_{ef,y}}{\lambda_y} = \frac{1106}{100} = 11,06 \text{ см};$$

Определим (с учетом табл. 9.1)

$$h = \frac{i_x}{\alpha_1} = \frac{11,06}{0,43} = 25,72 \text{ см};$$

$$b_f = \frac{i_y}{\alpha_2} = \frac{11,06}{0,24} = 46,08 \text{ см}.$$

По найденным величинам сконструируем сечение колонны.

Назначим $h = 450$ мм, $b_f = 450$ мм ($h \geq b$). Толщину стенки назначим из условия обеспечения ее местной устойчивости. Для этого определим

$$\bar{\lambda}_1 = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 100 \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,34 > 2,0.$$

Из формулы (9.5) определим t_w , приняв $h_{ef} \approx 0,95h$:

$$t_w \geq \frac{h_{ef}}{(1,2 + 0,35\bar{\lambda}_1) \sqrt{\frac{E}{R_y}}} = \frac{0,95 \cdot 450}{(1,2 + 0,35 \cdot 3,34) \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{230}}} = 6,03 \text{ мм}.$$

Принимаем толщину стенки $t_w = 10$ мм. Требуемая площадь поясов

$$A_f = A_{тр,y} - A_w = 194 - 1,0 \cdot 0,95 \cdot 45 = 151,25 \text{ см}^2.$$

Определим толщину полки:

$$t_f = \frac{A_f}{2b_f} = \frac{151,25}{2 \cdot 45} = 1,68 \text{ см}.$$

Принимаем $t_f = 18$ мм.

Принятое сечение колонны приведено на рис. IX. 2 :

$$b_f = 450 \text{ мм}, t_f = 18 \text{ мм}, h_w = 450 - 2 \cdot 18 = 414 \text{ мм}, t_w = 10 \text{ мм}.$$

Для сечения при $\frac{t_f}{t_w} = \frac{1,8}{1,0} = 1,8 < 3$, условие свариваемости удовлетворяется.

2. Проверка устойчивости колонны.

Определим геометрические характеристики сконструированного сечения:

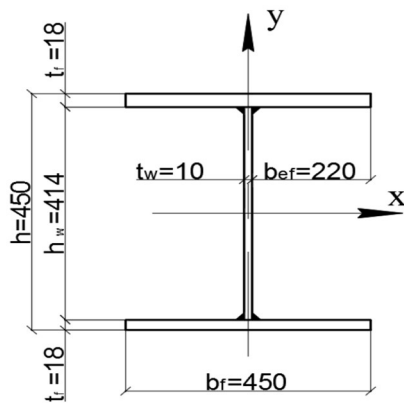


Рис. IX. 2 Сечение сплошной колонны

$$A = 2b_f t_f + h_w t_w = 2 \cdot 45 \cdot 1,8 + 41,4 \cdot 1 = 203,4 \text{ см}^2;$$

$$I_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2 \left(\frac{b_f t_f^3}{12} + b_f t_f \left(\frac{h_w + t_w}{2} \right)^2 \right) = \frac{1 \cdot 41,4^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{45 \cdot 1,8^3}{12} + 45 \cdot 1,8 \cdot \left(\frac{41,4 + 1,8}{2} \right)^2 \right) = 81539,6 \text{ см}^4;$$

$$I_y = 2 \left(\frac{t_f b_f^3}{12} \right) = \left(\frac{1,8 \cdot 45^3}{12} \right) = 27337,5 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{81539,6}{203,4}} = 20,02 \text{ см};$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{27337,5}{203,4}} = 11,59 \text{ см}.$$

Определим гибкости колонны:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{774,2}{20,02} = 38,67; \quad \lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{1106}{11,59} = 95,42.$$

Так как $\lambda_y > \lambda_x$, проверку устойчивости колонны выполняем относительно оси y. Значение коэффициента продольного изгиба φ_y определим по табл. 72 [8] в зависимости от $\lambda_y = 95,42$ и $R_y = 230 \text{ МПа}$, - $\varphi_y = 0,57$.

Уточним расчетное усилие в колонне с учетом собственного веса
 $N = 2600 + (203,4 \cdot 10^{-4} \cdot 78,5 \cdot 11,6 \cdot 1,05) \cdot 0,95 = 2600 + 19,4 = 2618,4 \text{ кН}$, где

$\gamma_n = 0,95$ - коэффициент надежности сооружения.

Проверка принятого сечения

$$\frac{N}{\varphi_x A R_y \gamma_c} = \frac{2618,4}{0,57 \cdot 203,4 \cdot 23 \cdot 1,0} = 0,98 < 1,0$$

т. е. устойчивость колонны обеспечена.

2. Проверим местную устойчивость полок и стенки колонны по формулам (9.4), (9.5).

Для этого определим

$$\bar{\lambda} = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 95,42 \cdot \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,18 > 2,0.$$

Для полок

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{(45-1,0) \cdot 0,5}{1,8} = 12,22 < (0,36 + 0,1 \cdot 3,18) \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{230}} = 20,32.$$

Для стенки

$$\bar{\lambda}_{sw} = 1,20 + 0,35\bar{\lambda} = 1,20 + 0,35 \cdot 3,18 = 2,32, \text{ но не более } 2,3;$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{41,4}{1,0} = 41,4 < 2,3 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{230}} = 68,8,$$

т. е. местная устойчивость элементов колонны обеспечена.

По длине колонны конструктивно устанавливаем по две пары ребер жесткости с размерами согласно формулам (9.6) и (9.7):

$$b_h = \frac{h_w}{30} + 40 = \frac{41,4}{30} + 40 = 53,8 \text{ мм};$$

$$t_s = 2b_h \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 55 \cdot \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,67 \text{ мм}.$$

Принимаем $b_h = 55 \text{ мм}$; $t_s = 6 \text{ мм}$.

Пример 9.2. Подбор сечения стержня сквозной колонны

Подобрать сечение стержня сквозной колонны балочной площадки, нагруженной расчетной нагрузкой от вышележащих конструкций $N=2900 \text{ кН}$. (рис. IX. 3). Закрепление колонны с фундаментом жесткое в плоскости примыкания главных балок (т. е. относительно оси y) и шарнирное относительно оси x . Высота уровня пола балочной площадки 10 м, толщина настила 0,22 м, высота главной и второстепенной балок соответственно 1,6 м и 0,396 м (I40Б1). Опирание балок на колонну принято согласно рис. IX. 3.

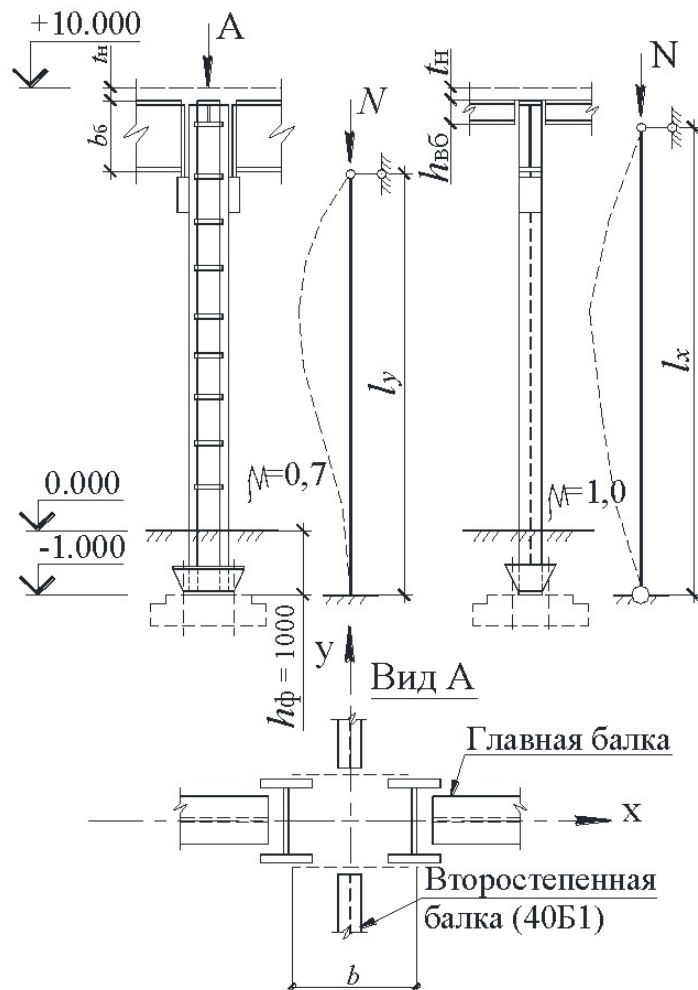


Рис. IX. 3 К определению расчетной длины сквозной колонны

1. По табл. 50* [8] для колонны принимаем сталь С235 по ГОСТ 27772. По табл. 51* [8] для фасонного проката $t = 2-20$ мм; $R_y = 230$ МПа $= 23$ кН/см².

Расчетные длины колонны относительно осей x и y

$$l_{ef,x} = \mu_x l = 1 \cdot (10 + 1 - 0,22 - 0,396) = 10,384 \text{ м};$$

$$l_{ef,y} = \mu_y l = 0,7 \cdot (10 + 1 - 0,22 - 1,6 - 0,02) = 6,412 \text{ м}.$$

2. Расчет колонны относительно оси x .

Для этого определим требуемую площадь сечения, задавшись гибкостью $\lambda_1 = 70$. По табл. 72 [8] по интерполяции для $\lambda_1 = 70$ и $R_y = 230$ МПа находим $\varphi_1 = 0,761$. Тогда

$$A_{cal,x} = \frac{N}{\varphi_1 R_y \gamma_c} = \frac{2900}{0,761 \cdot 23 \cdot 1,0} = 165,7 \text{ см}^2;$$

Площадь одной ветви колонны

$$A_b = \frac{165,7}{2} = 82,85 \text{ см}^2.$$

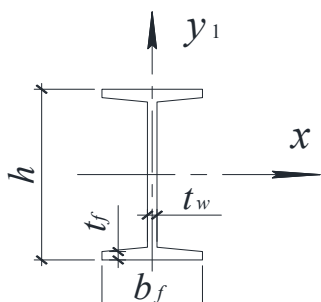


Рис. IX. 4 Сечение двутавра

По сортаменту для ветвей колонны принимают нормальные двутавры № 40Б2 (рис. IX.4) со следующими геометрическими характеристиками:

$$h = 400 \text{ мм}, A_B = 84,12 \text{ см}^2, i_x = 16,79 \text{ см}, \\ I_x = 23706 \text{ см}^4, i_y = 4,54 \text{ см}, I_{y1} = 1736,2 \text{ см}^4,$$

$$t_f = 13 \text{ мм} \leq 20 \text{ мм}, t_w = 8 \text{ мм}, b_f = 200 \text{ мм}.$$

Для проверки стержня колонны на устойчивость относительно оси x определим гибкость стержня:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{10,384}{16,79 \cdot 10^{-2}} = 61,846.$$

По табл. 72 [8] для $\lambda_x = 61,846$ и $R_y = 230 \text{ МПа}$ определяем $\varphi_x = 0,8014$.

Уточним расчетное усилие в колонне с учетом собственного веса $N = 2900 + (168,24 \cdot 10^{-4} \cdot 78,5 \cdot (10 - 0,22 + 1) \cdot 1,05) \cdot 0,95 = 2900 + 14,2 = 2914,2 \text{ кН}$, где $\gamma_n = 0,95$ - коэффициент надежности сооружения.

Проверка принятого сечения

$$\frac{N}{\varphi_x A R_y \gamma_c} = \frac{2914,2}{0,8014 \cdot 168,24 \cdot 23 \cdot 1,0} = 0,94 < 1,0$$

Недонапряжение составляет 6%.

3. Расчет колонны относительно свободной оси y (рис. IX.5). Для этого, используя формулу 9.11, определим требуемую раздвижку ветвей колонны по формуле :

$$b \geq 1,3 \frac{l_{efy} \alpha_x}{l_{efx} \alpha_y} h = 1,3 \frac{6,412 \cdot 0,41}{10,384 \cdot 0,52} \cdot 40 \cdot 10^{-2} = 25,317 \cdot 10^{-2} \text{ м}.$$

Так как размер b должен удовлетворять условию

$$b \geq b_f + 100 \text{ мм} = 200 + 100 = 300 \text{ мм},$$

то окончательно принимаем $b = 320 \text{ мм}$.

Для объединения ветвей колонны назначаем планки размером

$$d_s = (0,5 - 0,8)b = (0,5 - 0,8) \cdot 320 = 160 - 256 \text{ мм}.$$

Принимаем $d_s = 250 \text{ мм}$.

Толщина планок

$$t_s = \left(\frac{1}{15} - \frac{1}{30} \right) d_s = \left(\frac{1}{15} - \frac{1}{30} \right) \cdot 250 = 16,67 - 8,33 \text{ мм}.$$

Принимаем $t_s = 11 \text{ мм}$.

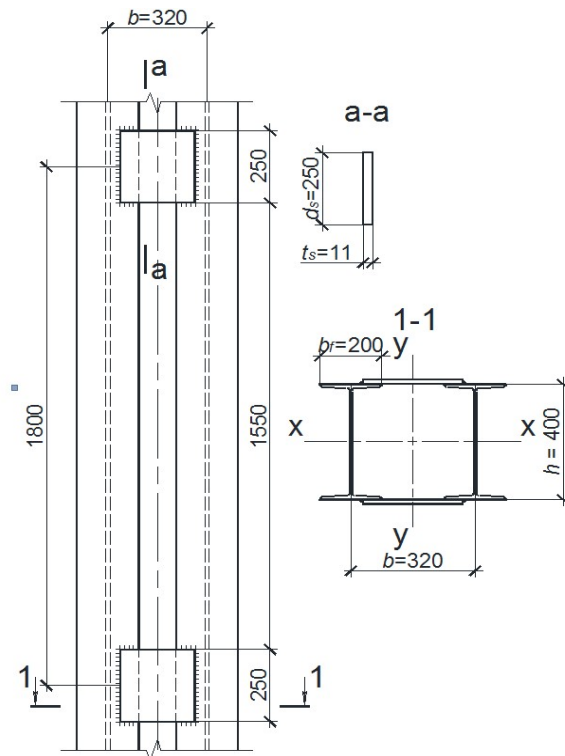


Рис. IX.5 Сечение сквозной колонны

Собственный момент инерции планки $I_s = \frac{d_s^3 t_s}{12} = \frac{(25,0)^3 1,1}{12} = 1443,3 \text{ см}^4$.

Предварительно задаемся гибкостью ветви:

$$\lambda_1 = l_b / i_1 = 35,$$

тогда $l_b = 35 i_1 = 35 \cdot 4,54 = 158,9 \text{ см} = 1,589 \text{ м}$.

Принимаем $l_b = 1,55 \text{ м}$.

Расстояние между осями планок $l = 1,55 + 0,25 = 1,80 \text{ м}$.

Определим геометрические характеристики сечения колонны относительно оси y :

$$I_y = 2 \left[I_{y1} + A_b \left(\frac{b}{2} \right)^2 \right] = 2 \cdot \left[1736,2 + 84,12 \left(\frac{32}{2} \right)^2 \right] = 46541,84 \text{ см}^4;$$

$$i_y = \sqrt{\frac{46541,84}{2 \cdot 84,12}} = 16,632 \text{ см}.$$

Гибкость колонны относительно оси y $\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{641,2}{16,632} = 38,552$.

Гибкость ветви колонны $\lambda_1 = \frac{l_b}{i_1} = \frac{155}{4,54} = 34,141$.

Определим

$$\frac{1}{n} = \frac{I_s l}{l_{y1} b} = \frac{1432,3 \cdot 180}{1736,2 \cdot 32} = 4,64 < 5;$$

$$n = \frac{1}{4,64} = 0,216.$$

Следовательно, приведенная гибкость колонны относительно свободной оси будет определяться по формуле

$$\begin{aligned} \lambda_{ef} &= \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82\lambda_1^2(1+n)} = \\ &= \sqrt{38,552^2 + 0,82 \cdot 34,141^2 \cdot (1+0,216)} = 51,46; \\ \varphi_y &= 0,849. \end{aligned}$$

Так как $\lambda_{ef} = 51,496 < \lambda_x = 61,846$, то устойчивость колонны относительно свободной оси обеспечена.

4. Расчет планок ведем в соответствии с п. 5.8* [8].

Определим условную поперечную силу:

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot \left(2330 - \frac{2,06 \cdot 10^5}{230} \right) \cdot \frac{2941 \cdot 10^{-3}}{0,849} = 0,0355 \text{ МН.}$$

Условная поперечная сила, приходящаяся на одну планку:

$$Q_s = 0,5 Q_{fic} = 0,5 \cdot 35,5 \cdot 10^{-3} = 17,76 \cdot 10^{-3} \text{ МН.}$$

Определим силу, срезающую планку, и изгибающий момент в ней:

$$F = \frac{Q_s l}{b} = \frac{17,76 \cdot 10^{-3} \cdot 1,80}{0,32} = 99,9 \cdot 10^{-3} \text{ МН;}$$

$$M_1 = \frac{Q_s l}{2} = \frac{17,76 \cdot 10^{-3} \cdot 1,80}{2} = 15,98 \cdot 10^{-3} \text{ МН} \cdot \text{м.}$$

Выполним проверку прочности планки на изгиб и срез (рис. IX.6):

$$W_{пл} = \frac{d_s^2 t_s}{6} = \frac{(25)^2 \cdot 1,1}{6} = 114,6 \text{ см}^3;$$

$$A_{пл} = d_s t_s = 25 \cdot 1,1 = 27,5 \text{ см}^2;$$

$$\sigma = \frac{15,98 \cdot 10^{-3}}{114,6 \cdot 10^{-6}} = 139,5 \text{ МПа} < 230 \cdot \frac{1,0}{0,95} = 242,105 \text{ МПа;}$$

$$\tau = \frac{97,5 \cdot 10^{-3}}{27,5 \cdot 10^{-4}} = 36,3 \text{ МПа} < R_s = 0,58 \cdot 230 \cdot \frac{1,0}{0,95} = 140,421 \text{ МПа.}$$

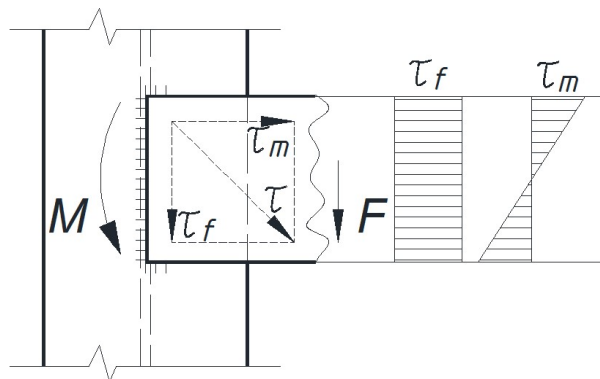


Рис. IX.6 К расчету планок

По табл. 55 [8] принимаем, что планки к ветвям колонны присоединяются с помощью полуавтоматической сварки в среде углекислого газа сварочной проволокой Св-08Г2С. В соответствии с табл. 56 и 3, [8] определяем

$$R_{wf} = 215 \text{ МПа}; R_{wz} = 0,45R_{um} = 0,45 \cdot 360 = 162 \text{ МПа};$$

$$\beta_f = 0,7; \beta_z = 1,0 \text{ (при диаметре сварочной проволоки } d < 1,4 \text{ мм).}$$

Определяем

$$R_{wf}\beta_f = 215 \cdot 0,7 = 150,5 \text{ МПа};$$

$$R_{wz}\beta_z = 162 \cdot 1,0 = 162 \text{ МПа.}$$

Так как $R_{wf}\beta_f < R_{wz}\beta_z$, то расчет ведем только по металлу шва.

Катет шва определим по формуле

$$k_f = \frac{\sqrt{\left(\frac{6 \cdot 15,98 \cdot 10^{-3}}{0,7 \cdot 0,25^2}\right)^2 + \left(\frac{99,9 \cdot 10^{-3}}{0,7 \cdot 0,25}\right)^2}}{215 \cdot 1,0} \cdot \frac{0,95}{1,0} = 9,99 \cdot 10^{-3} \text{ м.}$$

Принимаем $k_f = 10 \text{ мм.}$

Выполним проверку шва по равнодействующим напряжениям, где:

$$\tau_F = \frac{99,9 \cdot 10^{-3}}{0,7 \cdot 1,0 \cdot 10^{-2} \cdot 25 \cdot 10^{-2}} = 57,0 \text{ МПа};$$

$$\tau_M = \frac{6 \cdot 15,98 \cdot 10^{-3}}{0,7 \cdot 1,0 \cdot 10^{-2} \cdot (25 \cdot 10^{-2})^2} = 219,0 \text{ МПа};$$

$$\text{и } \tau = \sqrt{\tau_M^2 + \tau_F^2} = \sqrt{219,0^2 + 57,0^2} =$$

$$= 226,2 \text{ МПа} < \frac{215 \cdot 1,0 \cdot 1,0}{0,95} = 226,3 \text{ МПа.}$$

Пример 9.3. Расчет оголовка колонны сплошного сечения

Рассчитать и законструировать оголовок сплошной колонны. Расчетное усилие на колонну $N=2300\text{кН}$. Ширина опорного ребра балки $b_p = 240 \text{ мм}$.

Конструкцию оголовка принять согласно рис. IX.7

1. Из конструктивных соображений толщину плиты оголовка принимаем $t_{пл} = 25 \text{ мм}$. Суммарное давление величиной $N = 2635 \text{ кН}$ от главных балок передается стержню колонны через ребра, приваренные к ее стенке четырьмя угловыми швами $W1$.

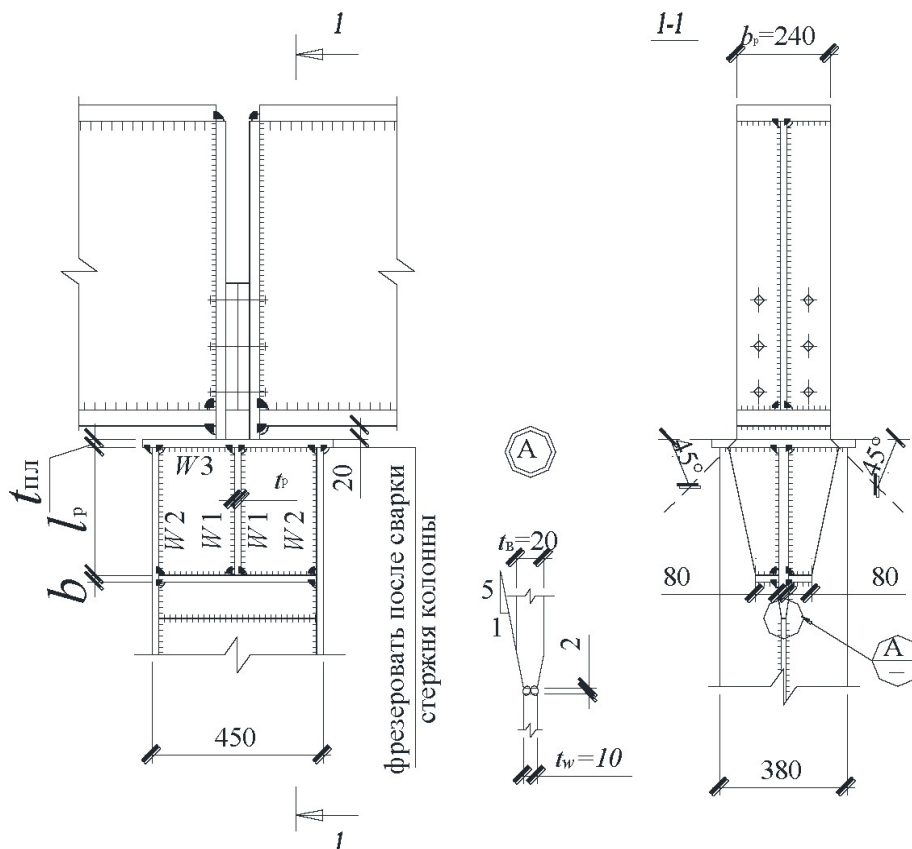


Рис. IX.7. Вариант оголовка колонны сплошного сечения

Толщину ребер назначаем из условия их смятия по формуле

$$t_p = \frac{N}{b_{ef} R_p \gamma_c} = \frac{2300}{29 \cdot 32,7 \cdot 1} = 2,43 \text{ см,}$$

где $R_p = 327 \text{ МПа} = 32,7 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление смятию торцевой поверхности (при наличии пригонки), принять по табл. 52* [8] в зависимости от $R_{un} = 360 \text{ МПа}$ (табл. 51* [8]).

Расчетная ширина смятия ребер

$$b_{ef} = b_p + 2t_{пл} = 240 + 2 \cdot 25 = 290 \text{ мм} = 29 \text{ см.}$$

Принимаем $t_p = 25 \text{ мм}$. Длину ребер найдем из условия работы швов W1 на срез. Для приварки ребер принимаем полуавтоматическую сварку в среде углекислого газа проволокой Св-08Г2С диаметром 1,2 мм. Тогда в соответствии с таблицами 56, 3 и 34, [8] определяем:

$$R_{wf} = 215 \text{ МПа, } R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 360 = 162 \text{ МПа;}$$

$$\beta_f = 0,7; \beta_z = 1,0.$$

Так как

$$R_{wf} \beta_f \gamma_{wf} = 215 \cdot 0,7 \cdot 1 = 150,5 \text{ МПа} < R_{wz} \beta_z \gamma_{wz} = 162 \cdot 1 \cdot 1 = 162 \text{ МПа,}$$

то расчет ведем только по металлу шва.

Расчет швов $W 1$. Принимаем $k_f = 10$ мм, тогда

$$l_w = \frac{N}{n\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} = \frac{2300}{4 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 21,5 \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 39,2 \text{ см,}$$

Назначаем $l_p = 40$ см. (Здесь $n = 4$ – количество швов $W1$). Длина швов l_w должна быть меньше максимально допустимой длины угловых швов:

$$l_w^{\max} = 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 1,0 = 59,5 \text{ см.}$$

В нашем примере это условие удовлетворяется. В противном случае величину катетов швов $W 1$ необходимо было бы увеличивать до тех пор, пока длина шва l_w не станет меньше l_w^{\max} .

Из конструктивных соображений швы $W 2$ принимаем такими же, как швы $W 1$.

2. Проверка стенки колонны на срез вдоль ребра, стенка толщиной $t_w = 10$ мм:

$$\tau = \frac{N}{2t_w l_p} = \frac{2300}{2 \cdot 1 \cdot 40} = 28,75 > R_s \gamma_c = 13,34 \cdot 1,1 = 14,674 \text{ кН/см}^2$$

$$\tau = \frac{N}{2t_w l_p} = \frac{2635 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 1,0 \cdot 10^{-2} \cdot 45 \cdot 10^{-2}} = 292,8 > R_s \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 133,4 \cdot \frac{1,1}{0,95} = 154,5 \text{ МПа,}$$

где $R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 230 = 133,4$ МПа = 13,34 кН/см² – расчетное сопротивление стали сдвигу.

Так как $\tau > R_s \gamma_c / \gamma_n$, то необходимо устройство вставки в верхней части стенки колонны. Толщину вставки определим по формуле

$$t_B = \frac{N}{2l_p R_s \gamma_c} = \frac{2300}{2 \cdot 40 \cdot 13,34} = 2,15 \text{ см,}$$

Принимаем толщину вставки $t_B = 22$ мм.

После сборки стержня колонны ее торец фрезеруется, поэтому швы $W 3$ можно не рассчитывать и принимать с минимальной высотой катета. В соответствии с табл. 38 [8] принимаем $k_f = 8$ мм. Стенку колонны у нижнего конца ребер из конструктивных соображений укрепляем поперечными ребрами жесткости с размерами 80×8 мм. Для вставки толщиной $t_B = 22$ мм в месте соединения со стенкой выполняем скосы, как это показано на рис. IX.7, узел А.

Пример 9.4. Расчет оголовка колонны сквозного сечения

Рассчитать оголовок сквозной колонны рис. IX.8 Опорная реакция главной балки $N_r = 1300$ кН, толщина и ширина опорного ребра главной балки соответственно равны $t_p = 20$ мм и $b_p = 200$ мм. Второстепенные балки

выполнены из I40Б1, опорная реакция второстепенной балки $N_B = 286$ кН. Конструкцию оголовка принять согласно рис. IX.8.

1. Толщина опорного столика, на который опирается главная балка:

$$t_c \geq t_p + 10 \text{ мм} = 20 + 10 = 30 \text{ мм.}$$

Приварку столика к колонне будем осуществлять полуавтоматической сваркой в среде углекислого газа сварочной проволокой Св-08Г2С диаметром 1,4 мм. Тогда в соответствии с табл. 56, 3 и 34 [8]:

$$R_{wf} = 215 \text{ МПа}, R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 360 = 162 \text{ МПа},$$

$$\beta_f = 0,8, \beta_z = 1,0.$$

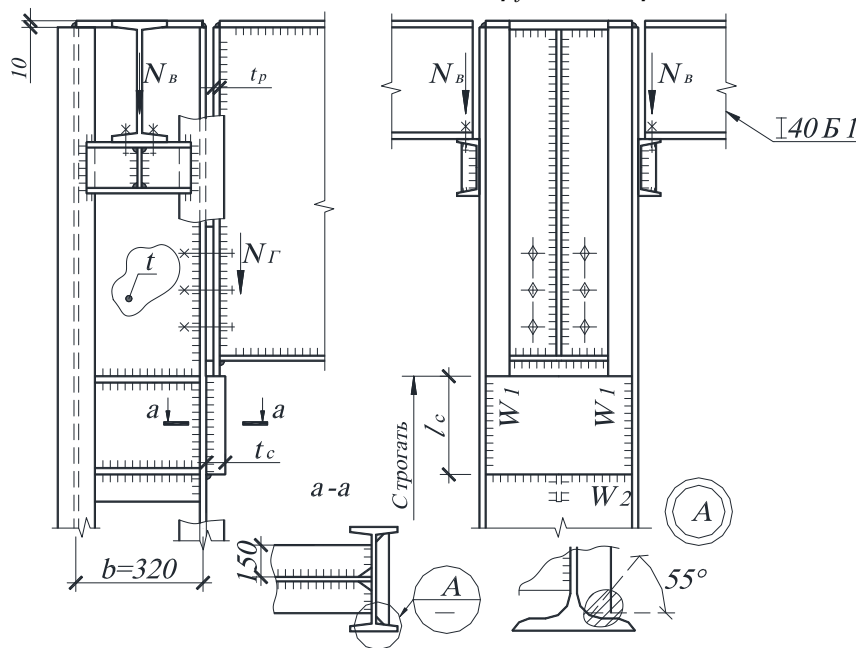


Рис. IX.8. Конструкция оголовка колонны сквозного сечения

Определяем

$$R_{wf} \beta_f = 215 \cdot 0,8 = 172 \text{ МПа};$$

$$R_{wz} \beta_z = 162 \cdot 1,0 = 162 \text{ МПа} = 16,2 \text{ кН/см}^2.$$

Так как

$$R_{wf} \beta_f \gamma_{wf} = 172 \text{ МПа} > R_{wz} \beta_z \gamma_{wz} = 162 \text{ МПа},$$

Расчет сварных швов ведем по металлу границы сплавления. Столик целесообразно приваривать к ветви колонны по трем сторонам. Нижний шов W2 выполняем высотой $k_f = 9$ мм, так как при толщине стенки ветви колонны $t_w = 8$ мм и при толщине столика $t_c = 30$ мм минимальная величина катета шва согласно табл. 38, [8] $k_{f,\min} = 7$ мм, а максимальная $k_{f,\max} = 1,2 t_{\min} = 1,2 t_w = 1,2 \cdot 8 = 9,6$ мм.

Усилие, воспринимаемое швом W2:

$$N_{w2} = \beta_z k_f l_w R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c = 1 \cdot 0,9 \cdot (40 - 2 \cdot 1,3) \cdot 16,2 \cdot 1,1 = 551,7 \text{ кН.}$$

Для швов W 1 приварки столика к полкам принимаем $k_f = 12$ мм, так как толщина полки ветви колонны, к которой будет привариваться опорный столик, $t_f = 13$ мм. Тогда длина опорного столика

$$l_c = \frac{1,3(N_{\Gamma} - N_{w2})}{2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} + 1 = \frac{1,3(1300 - 551,7)}{2 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 16,2 \cdot 1,1} + 1,0 = 26,02 \text{ см}$$

Принимаем $l_c = 28$ см.

Для качественной приварки столика к полкам ветвей колонны выполняем разделку его кромок в соответствии с рис. IX.8, узел А.

Для усиления стенки ветвей колонны по всей высоте оголовка устанавливаем вертикальное ребро толщиной $t = 8$ мм. В зоне приварки столика устанавливаем парные поперечные ребра жесткости с размерами 150×8 мм. Их прикрепление к ветвям колонны осуществляем сварными швами с высотой катета $k_f = 6$ мм.

Второстепенную балку опираем на столик, выполненный из швеллера. Номер швеллера определяем из условия работы столика на изгиб:

$$M = \frac{1,3N_6 b}{4} = \frac{1,3 \cdot 286 \cdot 0,32}{4} = 29,74 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$W_{cal} = \frac{M}{R_y \gamma_c} = \frac{29,74 \cdot 10^2}{23 \cdot 1,1} = 117,5 \text{ см}^3.$$

По сортаменту принимаем швеллер с параллельными полками № 22П с $W_x = 193 \text{ см}^3$ и $t_w = 5,4$ мм.

Высоту катета сварного шва, прикрепляющего столик к ветви колонны, рассчитаем по формуле

$$k_f = \frac{1,3N_6}{2\beta_z l_w R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} = \frac{1,3 \cdot 286}{2 \cdot 1,0 \cdot 22 \cdot 16,2 \cdot 1,1} = 0,52 \text{ см} = 5,2 \text{ мм}$$

где $l_w = h = 22$ см, так как концевые участки швов выведены на полки швеллера; h – высота швеллера.

Принимаем $k_f = 6$ мм, что при толщине полки двутавра $t_f = 13$ мм и толщине стенки швеллера $t_w = 5,4$ мм удовлетворяет требованиям табл. 38, [8].

Раздел X. ФЕРМЫ

Тема 10.1. Классификация, компоновка, типы ферм, расчет ферм

10.1.1. Общая характеристика ферм

Ферма - это плоская, геометрически неизменяемая конструкция, состоящая из отдельных прямолинейных стержней, работающая на изгиб (как и балка). Фермы состоят из верхнего и нижнего поясов, между которыми располагаются элементы решетки - раскосы и стойки (см. рис. 10.1).

Стальные фермы широко применяются в покрытиях промышленных и гражданских зданий, ангаров, вокзалов, мостах, транспортных галерей, граней башен и мачт. Фермы по сравнению с балками экономичнее по расходу материала, можно придать любое очертание, они относительно просты в изготовлении. В зависимости от нагрузок и типа сечений фермы подразделяются на легкие и тяжелые. Легкие фермы проектируют из одиночных и парных уголков, круглых и гнутосварных профилей (ГСП), тавров; тяжелые – из двутавров и мощных труб.

Основными геометрическими параметрами ферм являются: пролет (l), расстояние между узлами верхнего пояса - размер панели (l_n), уклон верхнего пояса (i) и высота фермы на опоре ($h_{оп}$).

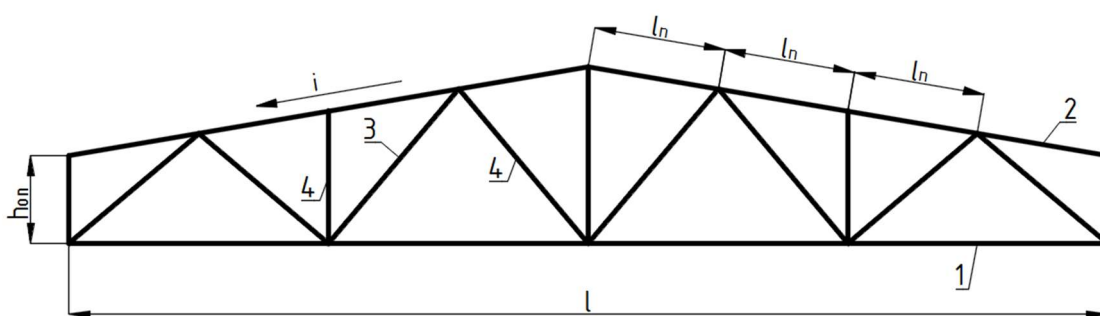


Рис. 10.1. Ферма: 1- нижний пояс; 2- верхний пояс; 3-раскосы; 4- стойки.

На рис. 10.2 приведена классификация ферм по очертанию. Для круто уклонных кровель используются фермы треугольного очертания. К их недостаткам можно отнести следующие: сопряжение с колонной может быть только шарнирным; в средней части раскосы получаются чрезмерно длинными и их сечение приходится часто назначать по предельной гибкости, т.е. прочность металла в них недоиспользуется. Кроме того, очертание треугольных ферм не в полной мере соответствует эпюре изгибающих моментов, которая при равномерной нагрузке будет очерчена по квадратной параболе.

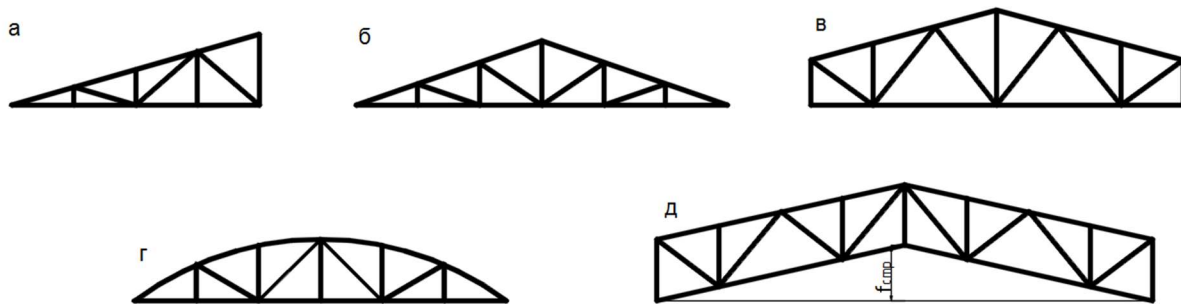


Рис. 10.2. Очертания ферм: а, б- треугольное; в- трапецеидальное; г- полигональное; д- с параллельными поясами.

Трапецеидальные фермы являются наиболее распространенными, они в лучшей степени соответствуют эпюре моментов и лишены недостатков, указанных для треугольных ферм. Полигональные фермы в еще большей степени соответствуют эпюре изгибающих моментов. Однако, при этом увеличивается количество переломов верхнего пояса, т.е. верхний пояс собирается из большего количества элементов. Увеличение количества сборочных элементов существенно увеличивает трудоемкость изготовления. Фермы полигонального очертания находят применение преимущественно для пролетных строений мостов. Преимуществами ферм с параллельными поясами являются одинаковые углы наклона раскосов (т.е. узлы собираются по одному шаблону) и одинаковые длины элементов решетки.

Для большинства ферм нижний пояс при отсутствии нагрузки имеет прямолинейное очертание. Однако, в некоторых случаях, нижний пояс может иметь обратный выгиб, называемый строительным подъемом (см. рис. 10.2 д). Строительный подъем компенсирует прогиб фермы под нагрузкой и предусматривается обычно для ферм пролетом более 30 м и для ферм с плоской кровлей. В первом случае, значение строительного подъема принимается равным прогибу фермы от постоянных и длительных нагрузок, а во втором случае - прогибу фермы от всех нагрузок плюс $1/200$ пролета.

Типы решеток, используемых в фермах, приведены на рис. 10.3. Треугольный тип решетки состоит из одних только раскосов, которые работают и на растяжение, и на сжатие. Количество раскосов равно удвоенному количеству панелей верхнего пояса. Поскольку элементы решетки воспринимают поперечную силу, то усилие в них будет тем меньше, чем больше угол между раскосом и горизонталью. Преимуществом второго типа решетки (треугольной со стойками) является уменьшение количества элементов. Если в первом случае для шестипанельной фермы ($l = 18$ м) количество элементов решетки (без опорных стоек) равно 12, то во втором

(при одинаковом количестве панелей) только 8. Преимуществом раскосной решетки (см. рис. 10.2 в) является то, что здесь длинные элементы (раскосы) работают на растяжение, а короткие (стойки) - на сжатие. Кроме того, раскосная решетка также, как и треугольная, обладает большой жесткостью и поэтому применяется при больших поперечных силах и при небольшой высоте ферм. Оптимальный угол наклона для треугольной решетки – 45° , для подкосной – 35° .

Решетки, изображенные на рис. 10.3 г, д, е, ж, относятся к специальным. Шпренгельная используется для уменьшения расстояния между узлами верхнего пояса, например, при внеузловой нагрузке, вторая - при нагрузке переменной направленности (например, ветровой). Полураскосная (треугольная) и ромбическая решетки обладают повышенной жесткостью и поэтому используются в конструкциях с небольшими поперечными размерами (в башнях, мачтах, опорах ЛЭП).

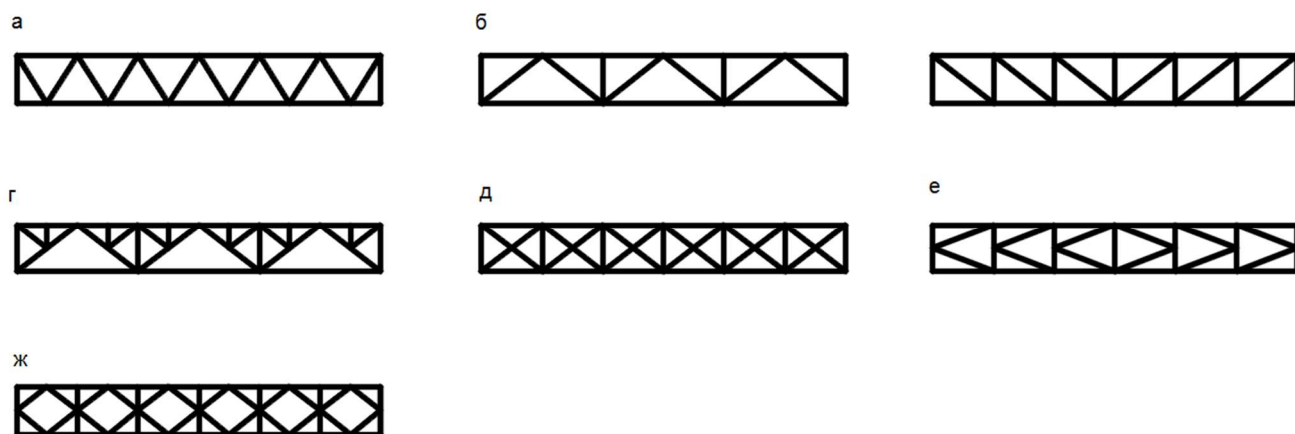


Рис. 10.3. Типы решёток ферм: а- треугольная; б- треугольная со стойками; в- раскосная; г- шпренгельная; д- крестообразная; е- полураскосная; ж- ромбическая.

При реальном проектировании высота ферм ограничивается транспортными соображениями за исключением ферм, сборка которых осуществляется на монтажной площадке. При проектировании также следует учитывать требования унификации, стандартизации и вид ограждающих элементов покрытия.

10.1.2. Определение усилий в стержнях ферм

Расчет ферм начинается с определения нагрузок. Нагрузки на ферму могут быть равномерно распределенными (от собственного веса покрытия, снега, ветра) и сосредоточенными, приложенными к верхнему и нижнему поясу. Снеговую нагрузку на ферму необходимо учитывать как распределенную по всему пролету, так и на половине пролета (слева и

справа), этот случай может иметь место при очистке снега. (см. рис. 10.4). При нагрузке на половине пролета напряженное состояние средних раскосов может оказаться более неблагоприятным, чем при нагрузке по всему пролету. При расчете ферм следует также учитывать опорные моменты, если сопряжение ферм с колоннами жесткое.

От внешней нагрузки в стержнях ферм возникают осевые усилия (растяжение или сжатие), а также изгибающие моменты. При определении осевых усилий узлы ферм считаются шарнирными, а вся нагрузка приводится к узловой, включая опорные моменты, которые заменяются парой сил. Осевые усилия могут быть определены либо аналитически (вырезанием узлов или методом сечений), либо графически (построением диаграммы Максвелла-Кремоны). Усилия в стержнях ферм определяются раздельно от каждой нагрузки. Это дает возможность в дальнейшем находить наименее выгодные сочетания усилий для каждого стержня.

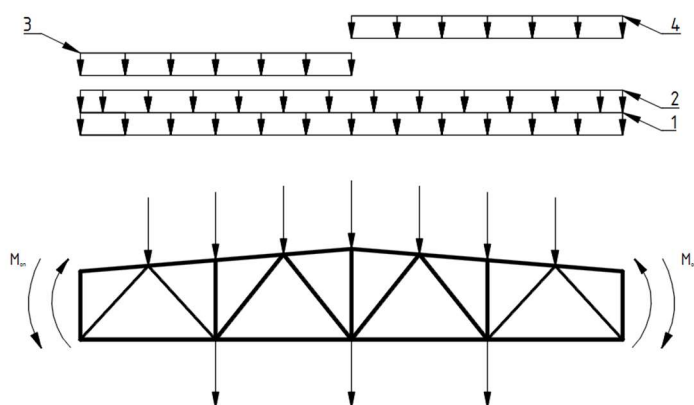


Рис. 10.4. Нагрузки действующие на ферму: 1-нагрузка от собственного веса покрытия; 2- снеговая по всему пролёту; 3- снеговая на левой половине пролёта; 4- снеговая на правой половине пролёта.

Изгибающие моменты в стержнях ферм определяются при наличие внеузловой нагрузки, эксцентриситета в узлах (оси стержней в узле не пересекаются в одной точке), а также если поперечная жесткость стержней в плоскости фермы превышает предельные значения. Изгибающие моменты от внеузловой нагрузки на верхний или нижний пояс фермы могут быть определены как для неразрезной балки на упруго проседающих опорах, где опорами являются узлы фермы. Появление изгибающих моментов от эксцентриситетов в узлах ферм следует исключать на стадии конструирования: оси стержней в узлах должны пересекаться в одной точке. Неизбежность появления эксцентриситетов в узлах может быть обусловлена

только в стыках поясов (см. рис. 10.5), из-за профилей разных размеров. При наличии эксцентриситета изгибающий момент в этом узле будет равен: $M = N_2 \cdot e$. Этот момент допускается распределять между стержнями в данном узле, прямо пропорционально их погонным жесткостям, например, для стержня №1:

$$M_1 = M \cdot i_1 / \sum i_i,$$

где M_1 - часть момента, приходящаяся на стержень №1; i_1 - погонная жесткость этого стержня; $\sum i_i$ - сумма погонных жесткостей стержней в данном узле. Погонная жесткость здесь определяется делением момента инерции сечения стержня в плоскости фермы на длину стержня. Узловые эксцентриситеты допускается не учитывать, если отношение эксцентриситета к высоте сечения пояса не превышает 1.5% высоты пояса.

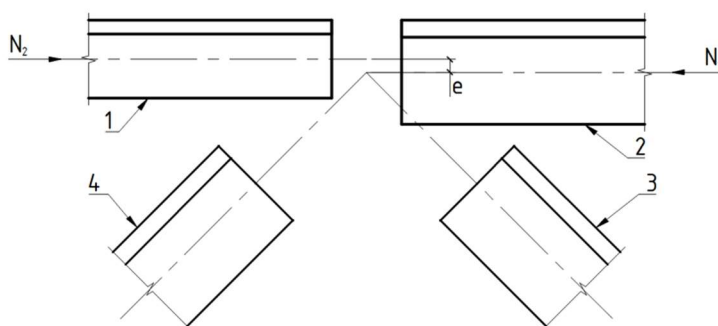


Рис. 10.5. Эксцентриситет в месте стыка поясных стержней.

Изгибающие моменты, возникающие из-за жесткости узлов ферм, учитываются только для стержней из двутавров и труб при отношении высоты их сечения (размер в плоскости фермы) к его длине большей 1/10. Однако, как показывают экспериментальные исследования, изгибающие моменты, возникающие из-за жесткости узлов, не оказывают существенного влияния на напряженно-деформированное состояние стержней фермы.

10.1.3. Типы сечений стержней

Наиболее распространенные типы сечений элементов легких ферм приведены на рис. 10.6.

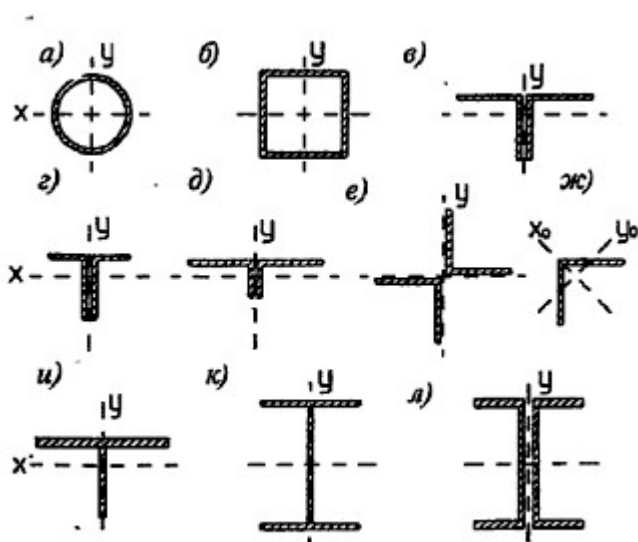


Рис. 10.6. Типы сечений элементов ферм

Наиболее распространенным сечением стержней ферм является сечение из двух уголков (см. рис. 10.6 в)-е). Такое сечение удобно при конструировании узлов и позволяет варьировать радиус инерции в плоскости и из плоскости фермы, используя равнополочные или неравнополочные уголки. Однако, сечения из двух уголков имеют ряд недостатков: большая часть металла концентрируется у центра тяжести сечения, поэтому геометрические характеристики, например радиус инерции, получаются далеко не наибольшими при данной площади поперечного сечения, что влечет за собой увеличение расхода металла для сжатых стержней.

Сечения стержней из круглых и прямоугольных труб (см. рис. 10.6, а), б) полностью свободны от недостатков сечений из уголков: металл не концентрируется у центра тяжести сечения, количество сборочных деталей в узле и поверхность для окраски минимальные. Однако, узлы ферм из труб следует проверять на вырывание или продавливание, что может потребовать увеличение поперечного сечения стержней по сравнению с расчетом на растяжение или сжатие. Фермы с такими стержнями наиболее экономичны по расходу материала (экономичнее на 20-30%, чем фермы из парных уголков).

Применение тавров для поясов ферм (см. рис. 10.6, и) позволяет значительно упростить узлы фермы. Уголки раскосов и стоек можно приваривать к стенке тавра. Это уменьшает количество сборочных деталей и снижает трудоемкость изготовления.

При относительно небольших усилиях стержни фермы можно выполнять из одиночных уголков (рис. 10.6, ж), уменьшается количество

сборочных деталей и существенно снижает объем сварочных работ по сравнению с фермами из парных уголков.

Для ферм, пояса которых воспринимают помимо осевых усилий изгибающие моменты (внеузловые нагрузки), рационально сечение из двутавра или двух швеллеров (рис. 10.6, к), л)).

10.1.4. Определение расчетных длин стержней ферм

Для ферм различают расчетные длины в плоскости (l_x) и из плоскости фермы (l_y). Значение расчетной длины определяется, прежде всего, расстоянием между точками, закрепленными от смещений. Для раскосов и стоек такими точками в плоскости и из плоскости фермы являются геометрические центры узлов. То же для стержней поясов, но только в плоскости фермы. Из плоскости такими точками для стержней поясов являются узлы, закрепленные с помощью других конструктивных элементов (прогонов, связей). Другим фактором, определяющим значение расчетной длины, является жесткость узлового соединения стержней. Из плоскости фермы жесткость узла определяется его конструктивным решением. Например, жесткость узлового соединения, изображенного на рис. 10.6 а, будет меньше, чем узлового соединения на рис. 10.6, б. Жесткость узлового соединения в плоскости фермы также зависит от конструктивного решения, но в еще большей степени, от количества и мощности растянутых элементов, примыкающих к данному узлу, т.к. именно, растянутые элементы препятствуют повороту узла в плоскости фермы (относительно оси "х"). Так в фермах с узловыми фасонками (из парных уголков) расчетная длина в плоскости фермы для промежуточных раскосов и стоек равна $0,8 l$, а в фермах из труб - $0,8 l$.

В общем случае расчетная длина стержня определяется

$$l_{ef} = \mu \cdot l, \quad (10.1)$$

где μ - коэффициент приведения к расчетной длине, зависящий от способа закрепления концов стержня; l - геометрическая длина стержня (расстояние между центрами узлов). В табл. 10.1 приведены расчетные длины элементов для наиболее распространенных случаев плоских ферм.

Таблица 10.1 Расчетные длины элементов ферм

Направление потери устойчивости	Расчетная длина l_{ef}	
	поясов, опорных раскосов и стоек	прочих элементов решетки
1. В плоскости фермы: а) для ферм, кроме указанных в поз. 1,б б) для ферм из одиночных уголков и ферм с прикреплением элементов решетки к поясам впритык	l	$0,8l$
	l	$0,9l$
2. Из плоскости фермы: а) для ферм, кроме указанных в поз. 2,б б) для ферм с поясами из замкнутых профилей с прикреплением элементов решетки к поясам впритык	l_1	l_1
	l_1	$0,9l_1$

Примечание. l - геометрическая длина элемента (расстояние между центрами узлов); l_1 - расстояние между центрами узлов, закрепленных от смещения из плоскости фермы (поясами ферм, связями, плитами покрытия и т.д.).

При переменном усилии по длине стержня, как это показано на рис. 10.7, его расчетная длина определяется по формуле:

$$l_y = (0.75 + 0.25 \cdot N_2/N_1) \cdot l_1, \quad (10.2)$$

где $N_1 > N_2$. Формула 10.2 действительна при равной длине панелей.

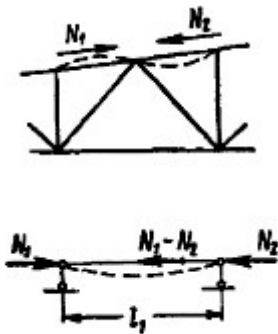


Рис. 10.7. К определению расчётной длины стержня с переменным осевым усилием.

10.1.5. Предельные гибкости элементов ферм

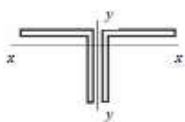
Элементы ферм следует проектировать, как правило, из жестких стержней. Особенно это важно для сжатых элементов, предельное состояние которых определяется потерей устойчивости. Поэтому для сжатых элементов ферм в отечественных нормах, в отличие от зарубежных, установлены требования по предельной гибкости. Предельная гибкость λ_{ef} для сжатых

элементов ферм и связей зависит от назначения стержня и степени его загруженности. Для сжатых элементов фермы: поясов, опорных раскосов и стоек – $\lambda_{ef} = 180 - 60\alpha$, для других – $\lambda_{ef} = 210 - 60\alpha$, где $\alpha = N/(\varphi AR_y \gamma_c)$ – коэффициент, принимаемый не менее 0,5; N – расчетное усилие, $\varphi AR_y \gamma_c$ – несущая способность элемента.

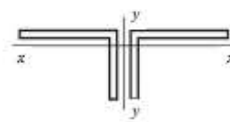
Растянутые стержни также не должны быть слишком гибкими, особенно при воздействии динамических нагрузок, которая может вызвать, например, вибрацию элементов нижнего пояса. Для растянутых стержней при статической нагрузке предельная гибкость равна 400, а при динамической нагрузке для опорных раскосов и стоек – 250 и других элементов – 350. Значения предельных гибкостей сжатых и растянутых стержней ферм приведены в табл. 19 и 20 [8].

10.1.6. Подбор сечений стержней ферм

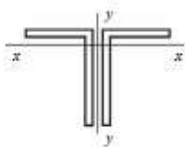
Фермы из уголков. При расчете стержней фермы необходимо стремиться, чтобы для подобранных сечений стержней напряжения не превышали расчетных сопротивлений материала, гибкость не превышала предельных значений, а степень запаса прочности не превышала 10%. При подборе сечений необходимо стремиться к повышению устойчивости растянутого нижнего пояса из плоскости фермы, необходимой в процессе монтажа, а также к равноустойчивости сжатых элементов в плоскости и из плоскости фермы. С учетом этого рекомендуются следующие типы сечений элементов фермы из спаренных уголков:



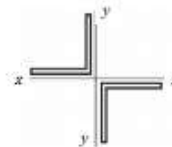
в сжатых поясах, раскосах и стойках, а также в остальных элементах при прочих равных условиях;



в растянутых поясах, в сжатых поясах под фонарями, в длинных раскосах при шпренгельной решетке;



в опорных раскосах;



в коньковых стойках фермы

Толщину фасонки (расстояние между двумя уголками) определяют по величине расчетного усилия в опорном раскосе в соответствии с рекомендациями таблицы:

Рекомендуемые толщины фасонков

Усилие N_p , кН	До 150	160–250	260–400	410–600	610–1000	1010–1400
Толщина, мм	6	8	10	12	14	16

Растянутые стержни фермы. Сечение растянутых стержней фермы определяют из условия

$$A_{cal} = \frac{N}{R_y \gamma_c}$$

где A_{cal} – требуемая площадь сечения; R_y – расчетное сопротивление стали по пределу текучести; $\gamma_c = 1$, за исключением случаев, оговоренных в табл. 6 [8].

По найденному значению площади сечения A_{cal} по сортаменту принимают соответствующий размер профиля, у которого общая площадь A больше расчетной, но без лишнего запаса. При выборе уголков из сортамента предпочтение необходимо отдавать уголкам с более развитым сечением и с меньшей толщиной полки, минимальный уголок принимается 50x5.

Проверку принятого сечения проверяют по формуле

$$\frac{N}{A R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (10.3)$$

Сжатые стержней фермы.

Сечения сжатых стержней определяют из условия устойчивости.

Для сжатых стержней из уголков и тавров вначале задаются гибкостью в пределах $\lambda_1 = 70 \dots 100$ для поясов, опорных раскосов и стоек и $100 \dots 120$ для прочих элементов решетки. Затем определяются для рассматриваемого стержня требуемые площадь поперечного сечения и радиусы инерций:

$$A_{cal} = \frac{N}{\varphi_1 R_y \gamma_c}, \quad i_{x,cal} = \frac{l_x}{\lambda_1}, \quad i_{y,cal} = \frac{l_y}{\lambda_1}, \quad (10.4)$$

где φ_1 – коэффициент продольного изгиба определяют по табл.72 [8];

γ_c – коэффициент условия работы, принимается по табл. 6 [8], где для сжатых элементов решетки (кроме опорных) $\gamma_c = 0,8$ при $\lambda \geq 60$.

По сортаменту подбирают сечение, чтобы для него $A \approx A_{cal}$, радиусы инерции стержня $i_x \approx i_{x,cal}$ и $i_y \approx i_{y,cal}$. После подбора сечения определяют гибкость принятого сечения в плоскости и из плоскости фермы

$$\lambda_x = l_x / i_x, \quad \lambda_y = l_y / i_y.$$

По наибольшей их них находится φ_{min} (табл. 72,[8] и проверяется устойчивость по формуле

$$\frac{N}{\varphi_{min} A} \leq R_y \gamma_c. \quad (10.4)$$

Перенапряжение не допустимо, недонапряжение должно быть минимальным. В случае если это условие не соблюдается, уточняют сечение и повторно его проверяют.

Кроме проверки прочности и устойчивости стержней необходимо, чтобы гибкость стержней λ_x и λ_y была меньше предельной λ_{ef} . Для растянутых стержней при статической нагрузке предельная гибкость равна 400, а при динамической нагрузке для опорных раскосов и стоек – 250 и других – 350. Для сжатых элементов фермы: поясов, опорных раскосов и стоек – $\lambda_{ef} = 180 - 60\alpha$, для других – $\lambda_{ef} = 210 - 60\alpha$, где $\alpha = N/(\varphi AR_y \gamma_c)$ – коэффициент, принимаемый не менее 0,5).

10.1.7. Расчет стержней по предельной гибкости

Ряд стержней легких ферм имеют незначительные усилия и, следовательно, небольшие напряжения. К таким стержням обычно относятся раскосы в средних панелях ферм, дополнительные стойки в треугольной решетке, элементы связей и т. п. Сечения этих стержней подбирают по предельной гибкости.

Зная расчетные длины стержня l_x и l_y и значение предельной гибкости λ_{ef} определяют требуемые радиусы инерции $i_{x,cal} = \frac{l_x}{\lambda_{ef}}$ и $i_{y,cal} = \frac{l_y}{\lambda_{ef}}$ и подбирают сечение. Проверку устойчивости, затем, выполняют по формуле (10.4).

Тема 10.2. Конструкция, работа и расчет узлов и деталей ферм

Конструирование ферм следует начинать с вычерчивания осевых линий, образующих геометрическую схему конструкции. Затем на чертеж наносят контуры стержней так, чтобы осевые линии совпадали с центрами тяжести сечений. Для уголков, тавров привязки осей округляют до 5 мм. В фермах с болтовыми соединениями оси следует привязывать по рискам. Не забудьте, что если расцентровка стержней в узлах превышает $0,015h$, где h – высота сечения элемента, то при расчете необходимо учесть дополнительный узловой момент (см. рис. 10.5). Конструктивное решение узлов ферм зависит, прежде всего, от вида используемых профилей.

10.2.1. Фермы из парных уголков. На рис. 10.8. изображены узлы фермы со стержнями из спаренных уголков с опиранием на верхний пояс прогонов или сборных железобетонных плит покрытия. При конструировании этих узлов, также как и узлов из других профилей следует стремиться к тому, чтобы оси сопрягаемых стержней пересекались в одной точке. Резку стержней решетки производят нормально к оси стержня. Фермы с сечением из парных уголков требуют большое количество сборочных

деталей, например для сборки узла, изображенного на рис. 10.8 в), требуется семь сборочных деталей, что увеличивает трудозатраты и объемы сварочных работ; большая поверхность для окраски и трудоемкость возобновления окраски между уголками, что существенно снижает коррозионную стойкость конструкции.

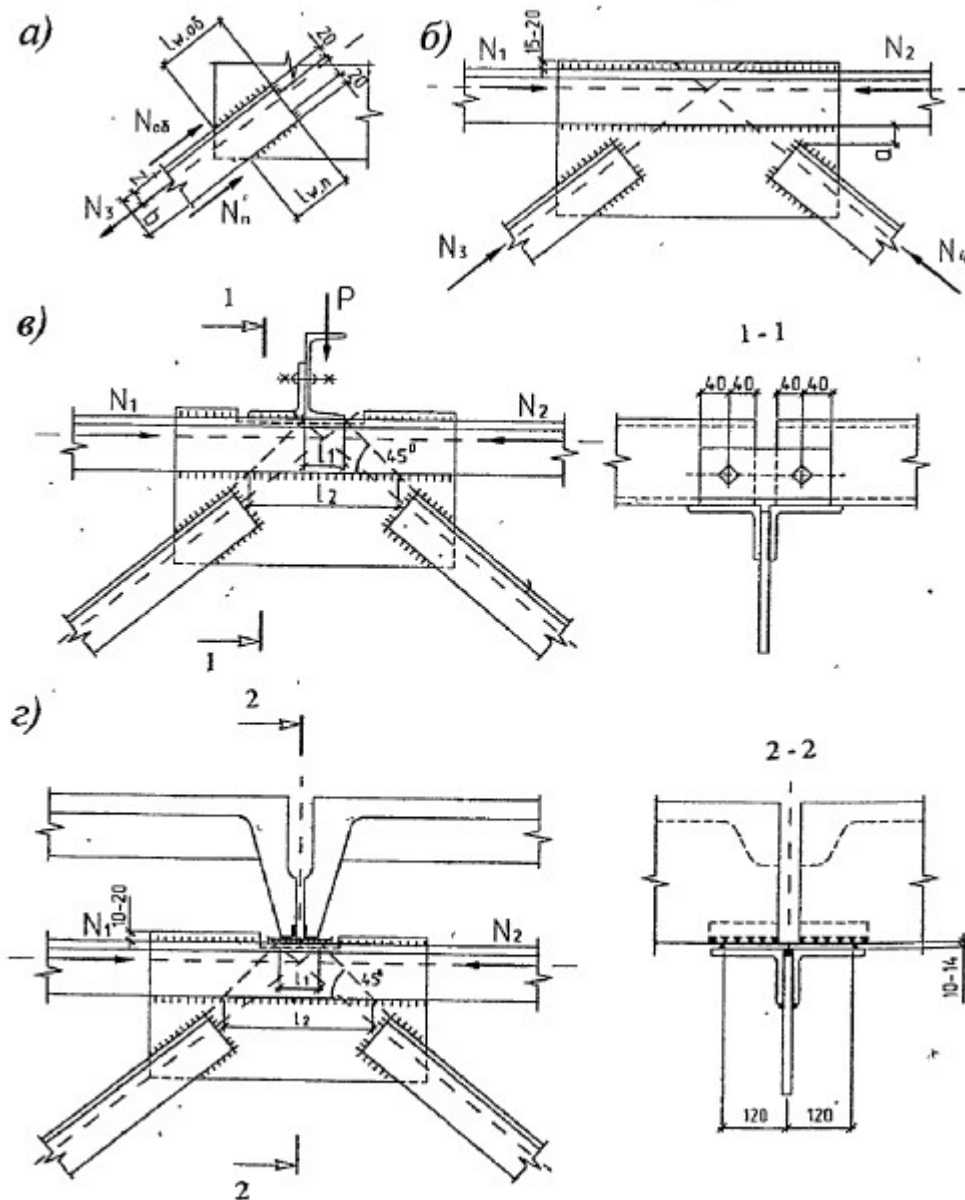


Рис.10.8. Узлы ферм из парных уголков: а – крепление раскоса к фасонке; б – промежуточный узел; в, г – опирание прогонов и плит




Для снижения влияния сварочных напряжений расстояние между сопрягаемыми уголками (размер "а", рис. 10.8,б) не должен быть меньше $bt_{\phi} - 20$ мм, но и не больше 80 мм. Здесь " t_{ϕ} " - толщина фасонки, назначаемая по

наибольшему усилию в опорном стержне решетки (см. таблицу п.10.1.6.). Размеры фасонок определяются длинами сварных швов, прикрепляющих уголки решетки к фасонке. Усилие в элементе (рис.10.8, а) определяют:

$$N_{об} = \frac{N_1(b-z_0)}{b} = \alpha_1 N_1 \text{ и } N_{п} = \frac{N_1 z_0}{b} = \alpha_2 N_1, \quad (10.5)$$

где b - ширина полки уголка; z_0 – расстояние от центра тяжести уголка до его обушка. Значение α_1 и α_2 в зависимости от типа уголков приведены в табл. 10.2.

Таблица 10.2. Распределение усилий между швами по обушку и перу

Тип сечения	α_1	α_2
	0,7	0,3
	0,75	0,25
	0,65	0,35

Сварные швы, прикрепляющие поясные уголки к фасонке, рассчитываются на равнодействующее усилие равное (рис.10.8,в):

$$N = \sqrt{P^2 + (N_2 - N_1)^2}, \quad (10.6)$$

где $N_2 > N_1$.

При расчете сварных швов рекомендуется использовать катеты швов по обушку на (2 – 4) мм больше, чем по перу, с учетом того, что катет шва по обушку $k_{f,max} = 1,2t_{min}$ и по перу - $k_{f,max} = 0,9t_{п}$, где t_{min} - меньшая из толщин листа фасонки и полки уголка $t_{п}$; $k_{f,min}$ - принимается с учетом табл.38,[8].

Учитывая сложное напряженное состояние в фасонках, а также концентрацию сварочных напряжений в сварных швах, рекомендуется сталь для фасонок принимать как для конструкций 1-ой группы (применение сталей С235 и С245 не допускается).

На рис.10.9 приведены конструкция узлов ферм с изменением сечения по длине поясов.

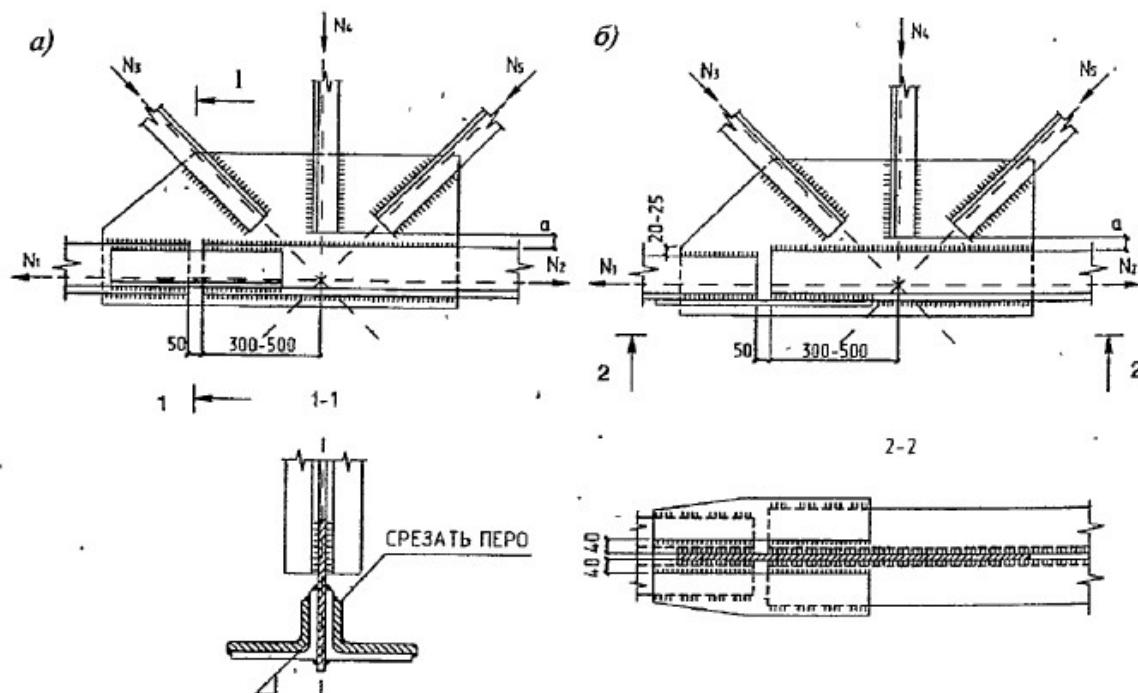


Рис. 10.9. Узлы ферм с изменением сечения: а – с уголковыми накладками; б – с листовыми накладками.

Стыки поясов необходимо перекрывать накладками, выполненными из уголков (рис.10.9, а) (при одинаковой толщине уголков поясов) или листовых накладок (рис. 10.9, б).

Уголки принимаются того же калибра, что и поясные, но в них срезается обушок и полка уголка. Уменьшение его площади компенсируется фасонкой.

Площадь сечения накладок должна быть не менее площади сечения стыкуемых элементов. За пределы уголков накладки выступают не менее чем на 20 мм. Стык выносится за пределы узла на 300 – 500 мм.

Расчет стыка (рис. 10.9,б) можно выполнять по упрощенной методике. Для этого определяют напряжение в стыке:

$$\sigma_{ст} = 1,2N_1/A_{yc} \leq R_y \gamma_c, \quad (10.7)$$

где $A_{yc} = 2A_H + 2t_\phi b$ - условная расчетная площадь, равная сумме площадей накладок и части площади фасонки высотой $2b$ (b - ширина полки уголка, рис.10.9,б). Расчет сварных швов прикреплений накладки ведут на усилие

$$N_H = A_H \sigma_{ст}. \quad (10.8)$$

Швы, прикрепляющие уголки пояса к фасонке, - на расчетные усилия в поясах за вычетом усилия, передаваемого с уголка на уголок накладкой: соответственно $1,2N_1 - 2N_H$ и $1,2N_2 - 2N_H$, но не меньше чем $1,2N_1/2$ и $1,2N_2/2$. Узловые фасонки выступают за обушки на 15-20 мм.

Чтобы сечения элементов ферм из двух уголков работали как единый стержень, эти уголки соединяют между собой прокладками шириной 60-80 мм, толщиной равной толщине фасонки. Устанавливают прокладки по длине сжатых стержней на расстоянии $l \leq 40i$, по длине растянутых стержней $l \leq 80i$, где i - радиус инерции уголка относительно главной оси, параллельной плоскости расположения прокладок, причем между узлами должно быть не менее двух прокладок.

Укрупнительные узлы ферм

Фермы больших пролетов перевозят на строительную площадку в виде отправочных марок (двух полуферм, иногда и меньшими частями), которые перед установкой укрупняют. Укрупнительные или монтажные узлы выполняются на строительной площадке, поэтому они должны быть простыми в выполнении и надежными в работе.

На рис. 10.10 показан наиболее технологичный в изготовлении монтажный узел с листовыми накладками. Так же, как и в промежуточных узлах с листовыми накладками, пояса рекомендуется крепить на силу $1,2N_p$ (N_p - усилие в поясе). Горизонтальные накладки принимают толщиной не менее толщины полки уголка, выступают накладки за пределы уголков не менее чем на 20 мм. Вертикальные накладки по фасонкам выполняют высотой не менее $2b$ (b – ширина полки уголка) и шириной обычно не менее 180 мм.

Другие типы укрупнительных стыков с уголковыми накладками на болтах приведены в [1, 2, 3].

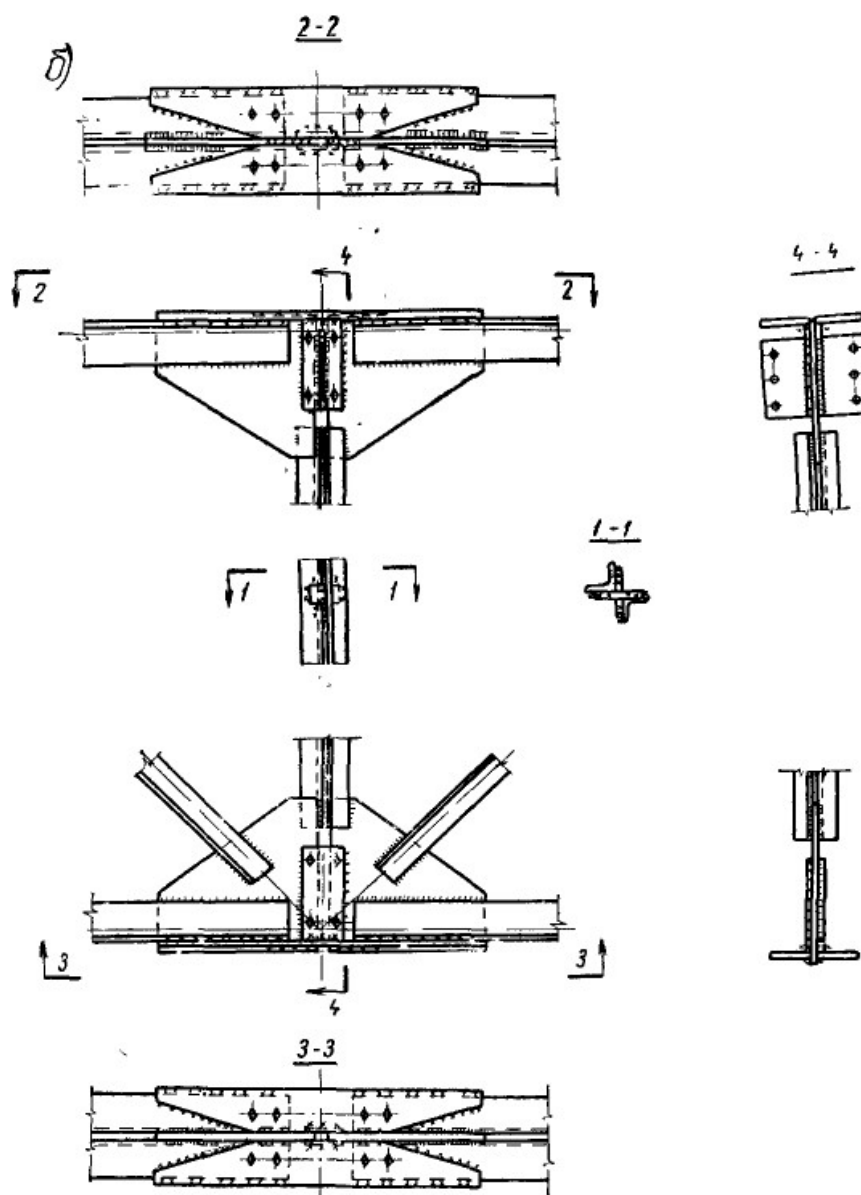


Рис. 10.10. Монтажный узел с листовыми накладками.

10.2.2. Фермы из круглых труб

В фермах из круглых труб в основном применяют электросварные трубы диаметром 40-530 мм. Из условия местной устойчивости тонкостенность сечений (отношение диаметра трубы D к ее толщине t) не должно превышать для поясов 30-35, для решетки 80-90. Для упрощения узлов лучше применять треугольную решетку без дополнительных стоек.

Фермы из труб наиболее экономичны по расходу материала (примерно на 30% легче ферм из парных уголков), обладают высокой коррозионной стойкостью, но сложны в изготовлении из-за фигурной резки торцов элементов решетки.

Узлы ферм из круглых и прямоугольных труб приведены соответственно на рис. 10.11. Наиболее рациональны бесфасоночные узлы

(рис. 10.11,а), б). При выполнении фигурной резки концов специальными машинами узлы с непосредственным примыканием дают наиболее качественное соединение с минимальными затратами труда и материалов. Во избежание продавливания трубы решетки не должны быть меньше $0,3$ диаметра трубы пояса. На рис.10.11,б) – пояс усиленный накладкой. Узлы со сплюснутыми концами и с фасонками (рис. 10.11, в), г) и д), е). Сплюсчивание концов допустимо лишь для труб из малоуглеродистой стали или другой пластичной стали.

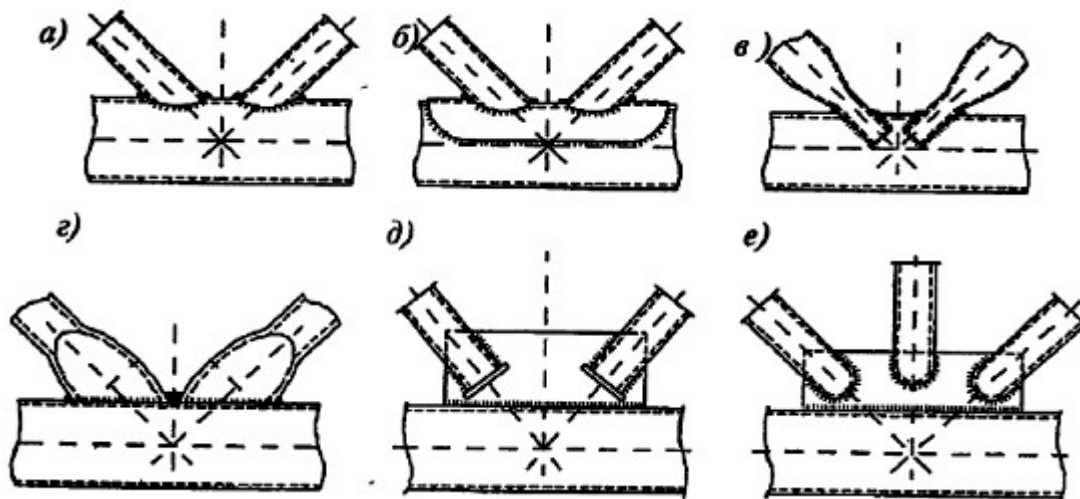


Рис. 10.11. Узлы ферм из труб.

Для узлов ферм из круглых труб выполняются следующие расчеты:

- расчет на продавливание поясной трубы от совокупности воздействий, передаваемых примыкающими стержнями решетки;
- расчет на прочность примыкания каждого элемента решетки к поясу;
- расчет на прочность сварных швов.

10.2.3. Фермы из прямоугольных труб

На рис 10.13 приведены узлы ферм из гнуто - сварных профилей (ГСП).

Фермы из ГСП (их называют фермы типа «Молодечно»), выполняют с нисходящими опорными раскосами и треугольной решеткой. Они экономичны по расходу материала (примерно на 15-25% легче ферм из парных уголков), обладают высокой коррозионной стойкостью, просты в изготовлении из-за прямого реза торцов элементов решетки.

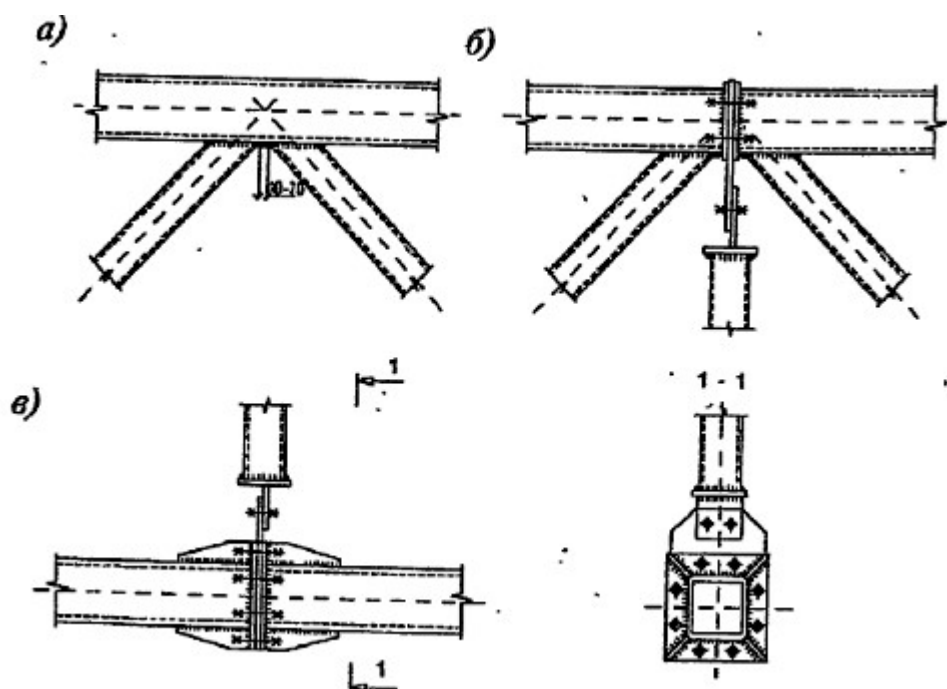


Рис. 10.12. Узлы ферм из ГСП: а) – промежуточный заводской узел; б) – фланцевый монтажный узел.

Рациональна для таких ферм треугольная решетка. Применяют квадратные и прямоугольные трубы толщиной не менее 3 мм, которые изготавливают на специальных гибочных машинах. Ширину стержней решетки b_p (из плоскости конструкции) (рис. 10.13) желательно принимать возможно большей, но не более величины $b_p \leq B - 2(t_n + t_d)$ из условия наложения продольных сварных швов и не менее 0,6 поперечного размера пояса B для предотвращения продавливания пояса; t_n и t_d – соответственно, толщина стенки пояса и раскоса.

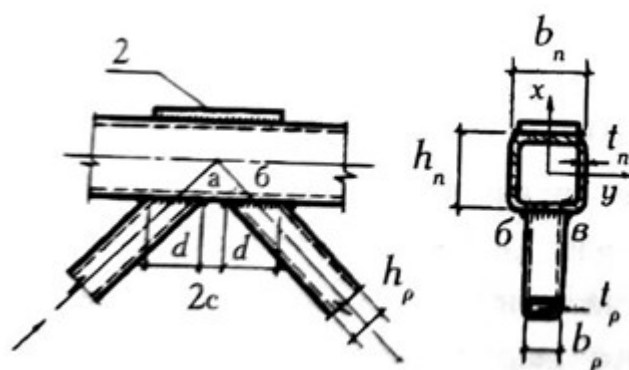


Рис. 10.13. К определению размеров стержней ферм из ГСП.

Подбор сечения элементов фермы производится для растянутых элементов по прочности и сжатых – по устойчивости, с обязательной проверкой местной устойчивости стенки ГСП. Если местная устойчивость

стенки ГСП не обеспечена, расчет веду по редуцированной площади сечения A_{red} . Проверка местной устойчивости стенки ГСП и определение A_{red} выполняется в соответствии с 7.14 и 7.20 [8].

Проверка устойчивости сжатого стержня из ГСП выполняется по формуле $\frac{N}{\varphi A_y \gamma_c} \leq 1$, с заменой площади A на A_{red} , если местная устойчивость стенки ГСП не обеспечена.

Для узлов ферм из ГСП выполняются следующие расчеты:

- на продавливание (вырывание) участка горизонтальной стенки поясной трубы в месте примыкания каждого стержня решетки (этот расчет не делается, если $b_p/b_n > 0.9$);
- на прочность участка вертикальной стенки пояса в месте примыкания только сжатого стержня решетки (этот расчет не делается, если $b_p/b_n \leq 0.85$);
- расчет на прочность примыкания каждого элемента решетки к поясу;
- расчет на прочность сварных швов.

Для монтажных стыков лучше всего использовать фланцевые соединения на болтах, причем в стыках сжатого пояса применять обычные болты, а для растянутого пояса – высокопрочные болты с предварительным натяжением. Усилие предварительного натяжения должно быть на 10% больше усилия в стыке при расчетных нагрузках. Это необходимо для предотвращения раскрытия стыка и образования зазора.

Полезно вспомнить, что материал фланца работает в направлении, перпендикулярном плоскости проката, чтобы предотвратить его расслоение необходимо применять качественные стали с гарантированными механическими свойствами в направлении толщины проката, например 09Г2С или 14Г2АФ и др.

10.2.4. Фермы с поясами из широкополочных тавров

Применение тавров для поясов ферм (см. рис. 10.14) также позволяет улучшить экономические показатели ферм по сравнению с фермами из спаренных уголков и значительно упростить узлы: сокращаются трудозатраты за счет уменьшения количества сборочных деталей и объема сварочных работ, снижается расход металла за счет лучших геометрических характеристик тавра и за счет уменьшения размеров фасонки. Недостатком является сложность изготовления тавров, которые получают роспуском двутавров, что достаточно трудоемко и требует последующей правки профиля.

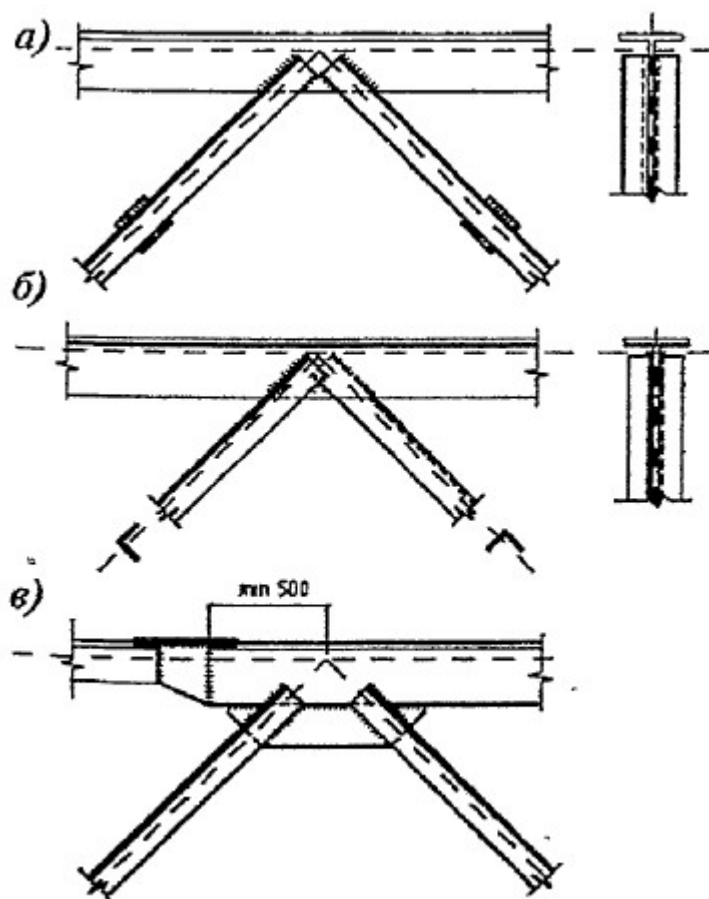


Рис. 10.14. Узлы ферм с поясами из широкополочных тавров: а) – с решеткой из парных уголков; б) – с решеткой из одиночных уголков; в) – с фасонкой.

При конструировании узлов ферм с поясами из тавров следует стремиться к бесфасоночному варианту (рис. 10.14, а). б). Если высоты стенки тавра не достаточно для расположения сварных швов, прикрепляющих стержни решетки, то добавляется фасонка, именно такой вариант узла изображен на рис. 10.14, в).

Расчет узлов ферм из тавров и решетки из уголков сводится к определению размеров сварных швов приварки элементов решетки, по которым и конструируется узел.

10.2.5. Фермы из одиночных уголков

В практике строительства используют фермы из одиночных уголков с решеткой приведенной на рис. 10.15. Узлы ферм из одиночных уголков могут решаться приваркой уголков решетки к стенке внутренней грани поясов (рис. 10.15,а), а если шва не достаточно – еще и к фасонке (рис. 10.15,б). Для сооружений в труднодоступных районов строительства , для

сокращения транспортных расходов, соединение элементов выполняют на болтах (рис. 10.15,в) и ферма перевозится «россыпью».

Изготовление стержней ферм из одиночных уголков примерно в два раза уменьшает количество сборочных деталей и существенно снижает объем сварочных работ по сравнению с фермами из парных уголков, также улучшаются условия для нанесения и возобновления антикоррозийного покрытия. Недостатком ферм из одиночных уголков является асимметрия относительно вертикальной плоскости, которая сопровождается появлением крутящих моментов, а также изгибающих моментов как в плоскости, так и из плоскости фермы.

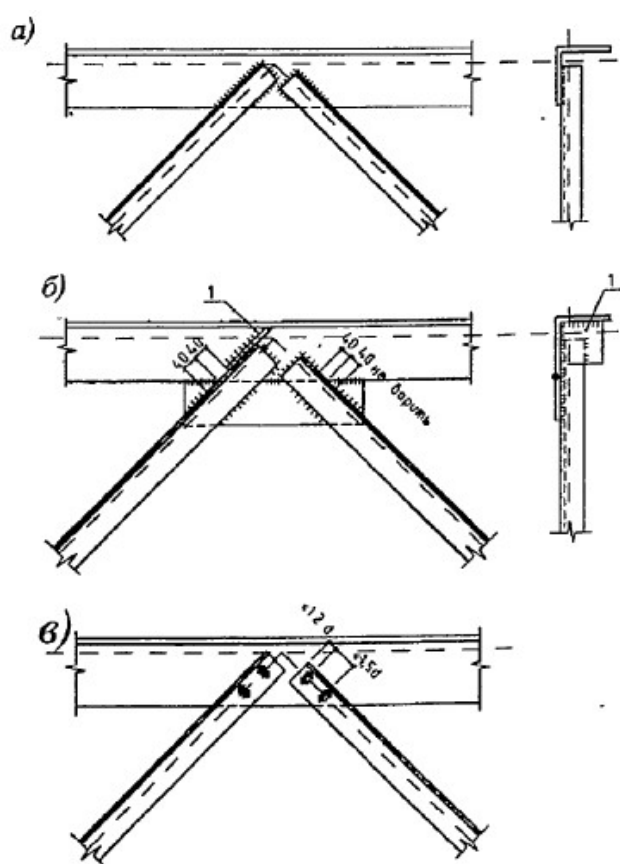


Рис. 10.15. Узлы ферм из одиночных уголков. 1- планка в опорном раскосе.

Пояса одноуголковых ферм при отсутствии внеузловой нагрузки и расцентровки в узлах рассчитываются так же, как и в обычных фермах, т.е. на осевое сжатие или растяжение. Если расчетные длины в плоскости и из плоскости фермы одинаковы, то при определении гибкости принимают минимальный радиус инерции одного уголка i_{min} .

Элементы решетки из одиночных уголков работают в более сложных условиях. Асимметричное прикрепление одной полки приводит к появлению

в них дополнительных моментов как в плоскости, так и из плоскости фермы. В первом приближении можно рассматривать элементы решетки как центрально-сжатые или растянутые, а влияние моментов учесть коэффициентом условий работы $\gamma_c = 0,75$ и при определении гибкости принимают минимальный радиус инерции одного уголка i_{min} .

Содержание практических занятий по разделу X.

Практическое занятие № 9. Подбор и проверка сечений стержней стропильных ферм

Пример 10.1. Требуется подобрать сечение сжатого раскоса фермы из парных уголков по расчетному усилию $N = 18$ кН. Расчетные длины раскоса $l_x = 3,2$ м; $l_y = 4,0$ м. Толщина фасонки $t = 10$ мм. Сталь – С245, $\gamma_c = 0,95$.

Так как усилие мало, расчет выполняем по предельной гибкости. Для раскоса $\lambda_{ef} = 210 - 60\alpha$. Примем $\alpha = 0,5$, тогда $\lambda_{ef} = 180$. Определим требуемые радиусы инерции $i_{x,cal} = \frac{l_x}{\lambda_{ef}} = \frac{320}{180} = 1,78$ см, $i_{y,cal} = \frac{l_y}{\lambda_{ef}} = \frac{400}{180} = 2,22$ см.

Принимаем сечение из двух уголков 63х5, $i_x = 1,94$ см; $i_y = 2,96$ см; $A = 2 \times 6,13 = 12,26$ см²; $\lambda_{max} = 320/1,94 = 165 < \lambda_{ef} = 180$. По табл. 72[8], определим $\varphi = 0,23$; тогда по формуле (10.4) получим

$$\frac{N}{\varphi_{min} A R_y \gamma_c} = \frac{18}{0,23 \cdot 12,26 \cdot 24 \cdot 0,95} = 0,28 \ll 1.$$

где для стали С245 значение $R_y = 24$ кН/см².

Пример 10.2. Требуется подобрать сечение верхнего пояса фермы из двух уголков, расчетное усилие $N = 840$ кН. Расчетная длина стержня в плоскости фермы – 3 м, из плоскости - 6 м. Толщина фасонки $t = 12$ мм. Сталь уголков С245, $R_y = 24$ кН/см²; фасонки – С255, $R_y = 24$ кН/см², $\gamma_c = 0,95$.

Определим требуемую площадь сечения уголков, для этого зададимся гибкостью $\lambda = 80$, по табл. 72,[8], определим $\varphi = 0,686$;

$$A_{cal} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{840}{0,686 \cdot 24 \cdot 0,95} = 53,7$$
 см²

Так как $l_y = 2l_x$, принимаем сечение из двух неравнополочных уголков, расположенных узкими полками вместе.

Принимаем сечение из двух уголков 180х110х10, $A = 28,3 \cdot 2 = 56,6$ см²;

$i_x = 3,12$ см; $i_y = 8,7$ см (обратите внимание на расположение осей, в сортаменте и в вашем случае они могут не совпадать).

Определим $\lambda_x = 300/3,12 = 95$; $\lambda_y = \frac{600}{8,7} = 69$; по $\lambda_{max} = 96$, находим $\varphi_{min} = 0,57$.

Делаем проверку устойчивости: $\frac{N}{\varphi_{min} A R_{y\gamma_c}} = \frac{840}{0,57 \cdot 56,6 \cdot 24 \cdot 0,95} = 1,14 > 1$.

Перенапряжение, уточняем сечение, принимаем два уголка 180x110x12, $A = 33,7 \cdot 2 = 67,4 \text{ см}^2$; $i_x = 3,1 \text{ см}$; $i_y = 8,75 \text{ см}$; $\lambda_x = 300/3,1 = 97$; $\lambda_y = \frac{600}{8,75} = 68,6$; по $\lambda_{max} = 97$, находим $\varphi_{min} = 0,563$.

Проверка устойчивости: $\frac{N}{\varphi_{min} A R_{y\gamma_c}} = \frac{840}{0,563 \cdot 67,4 \cdot 24 \cdot 0,95} = 0,97 < 1$.

Несущая способность сечения обеспечена.

Практическое занятие №10. Конструирование и расчет узлов стропильных ферм

Рассчитать и законструировать узел стропильной фермы из парных уголков в месте изменения сечения (рис. X.1). Сечения уголков приведены на рисунке, толщина фанонки 10 мм. Расчетные усилия $N_1 = 480 \text{ кН}$, $N_2 = 970 \text{ кН}$, $N_3 = 390 \text{ кН}$, $N_4 = 190 \text{ кН}$, $N_5 = 250 \text{ кН}$. Сталь уголков - С245, фанонки - С255. Сварка полуавтоматическая в среде углекислого газа.

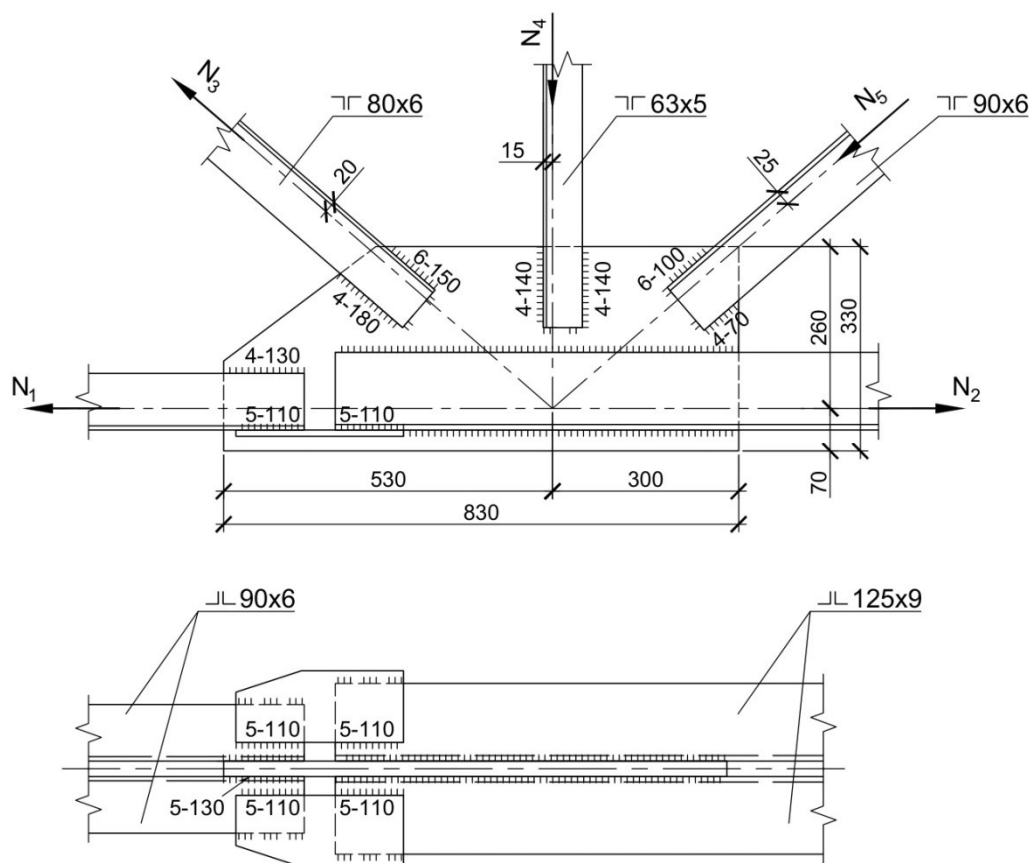


Рис. X.1. Конструкция узла фермы

1) В соответствии с табл. 51,[8], для уголков из стали С245, $R_y = 24\text{кН/см}^2$, $R_{un} = 37\text{кН/см}^2$; для фасонки из стали С255— $R_y = 24\text{кН/см}^2$.

В соответствии с табл. 55 и 56, [8], сварку выполняем сварочной проволокой Св-08, $R_{wf} = 18\text{кН/см}^2$ и $R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 37,0 = 16,65\text{кН/см}^2$ (табл.3, [8]). $\beta_f = 0,9$, $\beta_z = 1,05$ табл. 34, [8].

Определим :

$$\beta_f R_{wf} = 0,9 \cdot 18 = 16,237\text{кН/см}^2,$$

$$\beta_z R_{wz} = 1,05 \cdot 16,65 = 17,48\text{кН/см}^2.$$

Так как $\beta_f R_{wf} < \beta_z R_{wz}$ расчет сварных швов ведем по металлу шва.

2) Рассчитаем длину швов приварки раскоса из уголков 80х6 к фасонке. Принимаем катет шва по обушку $k_f^{ob}=6\text{ мм}$ и по перу $k_f^n=4\text{ мм}$ (см. табл. 38, [8]). Определим длины сварных швов

$$l_w^{ob} = \frac{0,7N_3}{2\beta_f k_f^{ob} R_{wf} \gamma_c} + 1 = \frac{0,7 \cdot 390}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 18 \cdot 1} + 1 = 14,4 + 1 = 15\text{см},$$

$$l_w^n = \frac{0,3N_3}{2\beta_f k_f^n R_{wf} \gamma_c} + 1 = \frac{0,3 \cdot 390}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,4 \cdot 18 \cdot 1} + 1 = 9,02 + 1 = 10\text{см}.$$

3) Рассчитаем длину швов приварки раскоса из уголков 90х6 к фасонке. Принимаем катет шва по обушку $k_f^{ob}=6\text{ мм}$ и по перу $k_f^n=4\text{ мм}$ (см. табл. 38, [8]). Определим длины сварных швов

$$l_w^{ob} = \frac{0,7N_3}{2\beta_f k_f^{ob} R_{wf} \gamma_c} + 1 = \frac{0,7 \cdot 250}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 18 \cdot 1} + 1 = 9 + 1 = 10\text{см},$$

$$l_w^n = \frac{0,3N_3}{2\beta_f k_f^n R_{wf} \gamma_c} + 1 = \frac{0,3 \cdot 250}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,4 \cdot 18 \cdot 1} + 1 = 5,8 + 1 = 7\text{см}.$$

4) В масштабе 1:10 конструируем фасонку узла в соответствии с размерами вычисленных швов, определяем по чертежу длины сварных швов приварки стойки $l_w^{ob} = l_w^n = 140 - 10 = 130\text{ мм} = 13\text{ см}$. Определяем катеты швов:

$$k_f^{ob} = \frac{0,7N_3}{2\beta_f l_w^{ob} R_{wf} \gamma_c} = \frac{0,7 \cdot 250}{2 \cdot 0,9 \cdot 13 \cdot 18 \cdot 1} = 0,37\text{см},$$

$$k_f^n = \frac{0,3N_3}{2\beta_f l_w^n R_{wf} \gamma_c} = \frac{0,3 \cdot 250}{2 \cdot 0,9 \cdot 13 \cdot 18 \cdot 1} = 0,2\text{см}.$$

В соответствии с табл. 38,[8] принимаем $k_f^{ob} = k_f^n = 4\text{ мм}$.

5) Сечение каждой из листовых накладок принимаем 105х10 мм. По формуле 10.7 проверяем прочность ослабленного сечения

$$\sigma_{cm} = \frac{1,2N_1}{2b_y t_\phi + 2b_n t_n} = \frac{1,2 \cdot 480}{2 \cdot 9 \cdot 1 + 2 \cdot 10,5 \cdot 1} = 14,8 < 240 \text{ кН/см}^2.$$

Длину швов, прикрепляющих накладку к нижнему поясу, рассчитываем на усилии накладке, принимаем $k_f = 5 \text{ мм}$.

$$N_n = \sigma_{cm} A_n = 14,8 \cdot 10,5 \cdot 1 = 155,4 \text{ кН.}$$

$$l_w = \frac{155,4}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 1} + 1 = 9,7 + 1 = 10,7 \text{ см, принимаем } l_w = 10 \text{ см} = 110 \text{ мм.}$$

Рассчитываем швы, прикрепляющие уголки пояса 90х6 к фасонке, на большее из усилий $1,2N_1 - 2N_n$ и $1,2N_2 - 2N_n$, но не меньше чем $1,2N_1/2$ и $1,2N_2/2$. Принимаем в соответствии с табл. 38,[8] $k_f^{об} = 5 \text{ мм}$.

$$N_p = 1,2N_1 - 2N_n = 1,2 \cdot 480 - 2 \cdot 155,4 = 265,2 \text{ кН;}$$

$$N_p = \frac{1,2N_1}{2} = 288 \text{ кН.}$$

$$l_w^{об} = \frac{0,7N_p}{2\beta_f k_f^{об} R_{wf} \gamma_c} + 1 = \frac{0,7 \cdot 288}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 1} + 1 = 11,5 + 1 = 13 \text{ см,}$$

$$k_f^n = \frac{0,3N_p}{2\beta_f l_w^n R_{wf} \gamma_c} = \frac{0,3 \cdot 250}{2 \cdot 0,9 \cdot (13-1) \cdot 18 \cdot 1} = 0,22 \text{ см,}$$

Принимаем $k_f^n = 4 \text{ мм}$ (см. табл. 38,[8]).

Раздел XI. ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И КОМПОНОВКИ КАРКАСА ЗДАНИЯ

Тема 11.1. Конструктивные схемы каркасов зданий

11.1.1. Общая характеристика каркасов

Примерно 65% промышленных зданий являются одноэтажными, что обусловлено, прежде всего, их хорошими экономическими показателями и преимуществами при эксплуатации. Кроме того, в одноэтажных зданиях значительно проще решаются вопросы реконструкции, естественного освещения и аэрации. Как правило, одноэтажные промышленные здания оборудуются мостовыми или подвесными грузоподъемными кранами, что позволяет обслуживать практически всю площадь цеха.

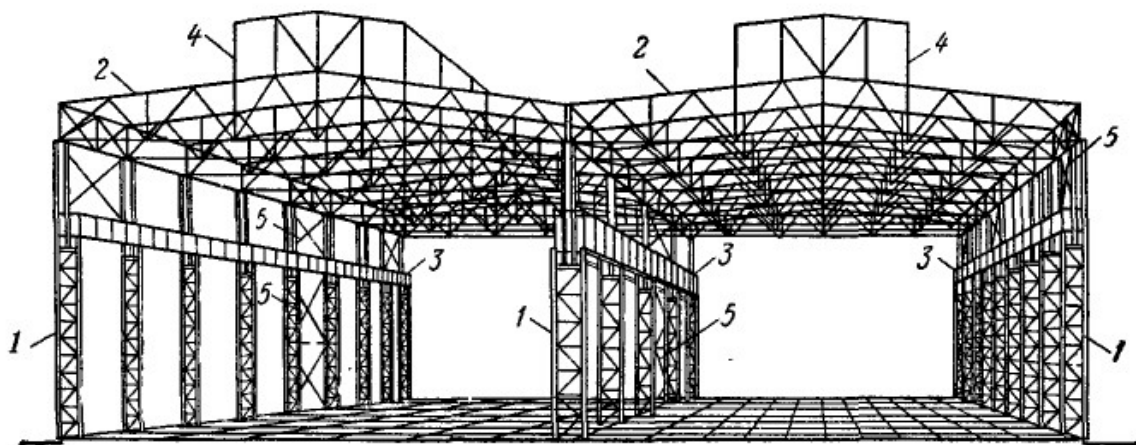


Рис. 11.1. Конструктивная схема двух пролётного промышленного здания: 1- колонны; 2- фермы; 3- подкрановые балки; 4- П-образный светоаэрационный фонарь; 5 – связи по колоннам.

Каркас промышленных зданий состоит из поперечных и продольных конструкций. К поперечным конструкциям (см. рис. 11.1) относятся: колонны, балки покрытий или стропильные фермы (ригели), к продольным: подкрановые балки, связи, прогоны покрытий, подстропильные фермы, элементы фахверка. Поперечные конструкции образуют поперечную раму здания (ПРЗ), которая воспринимает вертикальные и поперечные горизонтальные нагрузки, действующие на здание.

Основными геометрическими параметрами промышленных зданий являются: пролет, шаг колонн и высота. Наиболее употребительные значения пролетов (l) равны 18, 24, 30 и 36 м, шага колонн - 6 и 12 м, высоты (h) - 6 и 7.2 м (для бескрановых зданий), 6; 7.2 и 8, 4 м (для зданий с подвесными кранами), - 10.8; 12.6 м (для зданий с мостовыми кранами).

Требования предъявляемые к промышленным зданиям: это, прежде всего, удовлетворение условиям эксплуатации, долговечности и экономичности, комфортности для рабочего персонала и эстетичности. Кроме этого, при проектировании учитываются требования типизации и индустриализации.

При большой длине и ширине промышленные здания делятся на температурные отсеки (рис. 11.2.). Продольные элементы каркаса здания больших размеров удлиняются или укорачиваются от колебаний температуры и в конструкциях возникают большие дополнительные напряжения.

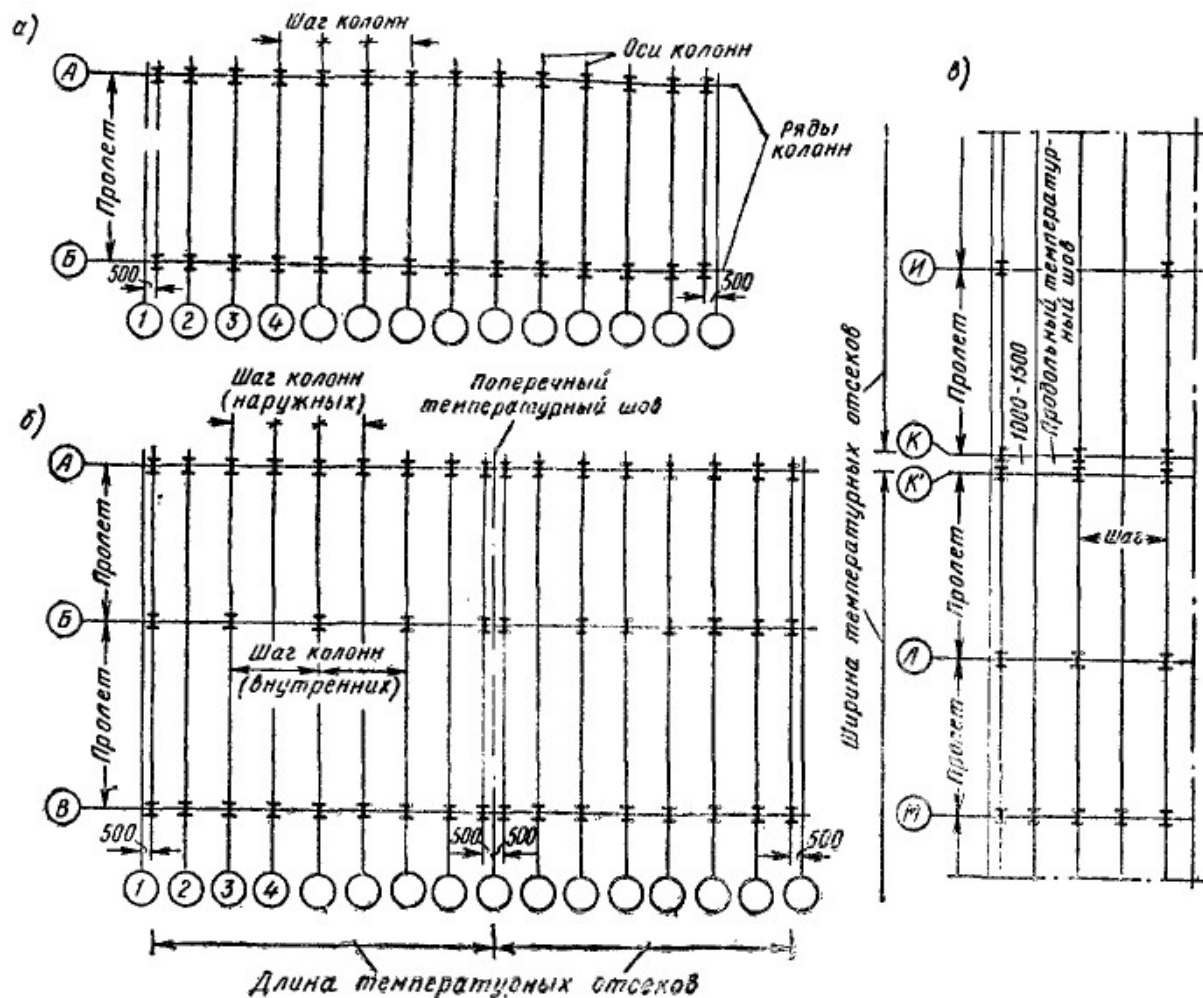


Рис. 11.2. Сетка колонн

а) – однопролетного здания; б) – многопролетного здания с поперечным температурным швом; в) – здания с продольным температурным швом.

Размеры температурных отсеков назначаются таким образом, чтобы напряжениями от температурных деформаций в конструкциях (особенно в колоннах) можно было пренебречь. Для РБ длина температурного блока по длине здания и ширине, соответственно, принимаются не более: для отапливаемых зданий - ≤ 230 м и ≤ 150 м; для неотапливаемых зданий - ≤ 200 м и ≤ 120 м. Между температурными блоками устраивают температурно-деформационные швы (ТДШ). Вдоль температурных швов устраивается сдвоенный ряд колонн, которые обеспечивают независимость температурных деформаций в каждом температурном отсеке. У торцов здания, как правило, колонны следует смещать на 500 мм от поперечной координатной оси для удобства выполнения углов цеха из стандартных кровельных и стеновых панелей.

Пример металлического каркаса главного корпуса конденсационной электростанции (КЭС) по проекту 67-68 приведен на рис. 11.3. Наиболее рациональным сечением сплошной колонны является двутавровое (сварное

из листов). Для увеличения площади и жесткости сечения пояса колонн могут быть усилены приваркой дополнительных листов, образующих двутавровое сечение пояса. Ригели выполняются сварными, двутаврового сечения. В металлическом каркасе главного корпуса высота сечений колонн и ригелей близка к размерам железобетонных элементов. Учитывая относительно малую массу металлического каркаса, длину заводского элемента колонн принимают из условий жесткости равной 22—25 м.

Для изготовления тяжело-нагруженных элементов металлического каркаса целесообразно использовать низколегированные стали и стали, имеющие повышенную прочность. Эффект может дать применение для колонн главного корпуса высокопрочной стали и стали повышенной прочности классов С60 и С52. Монтажные соединения металлического каркаса главного корпуса выполняются сваркой. Представляется целесообразным применение высокопрочных болтов.

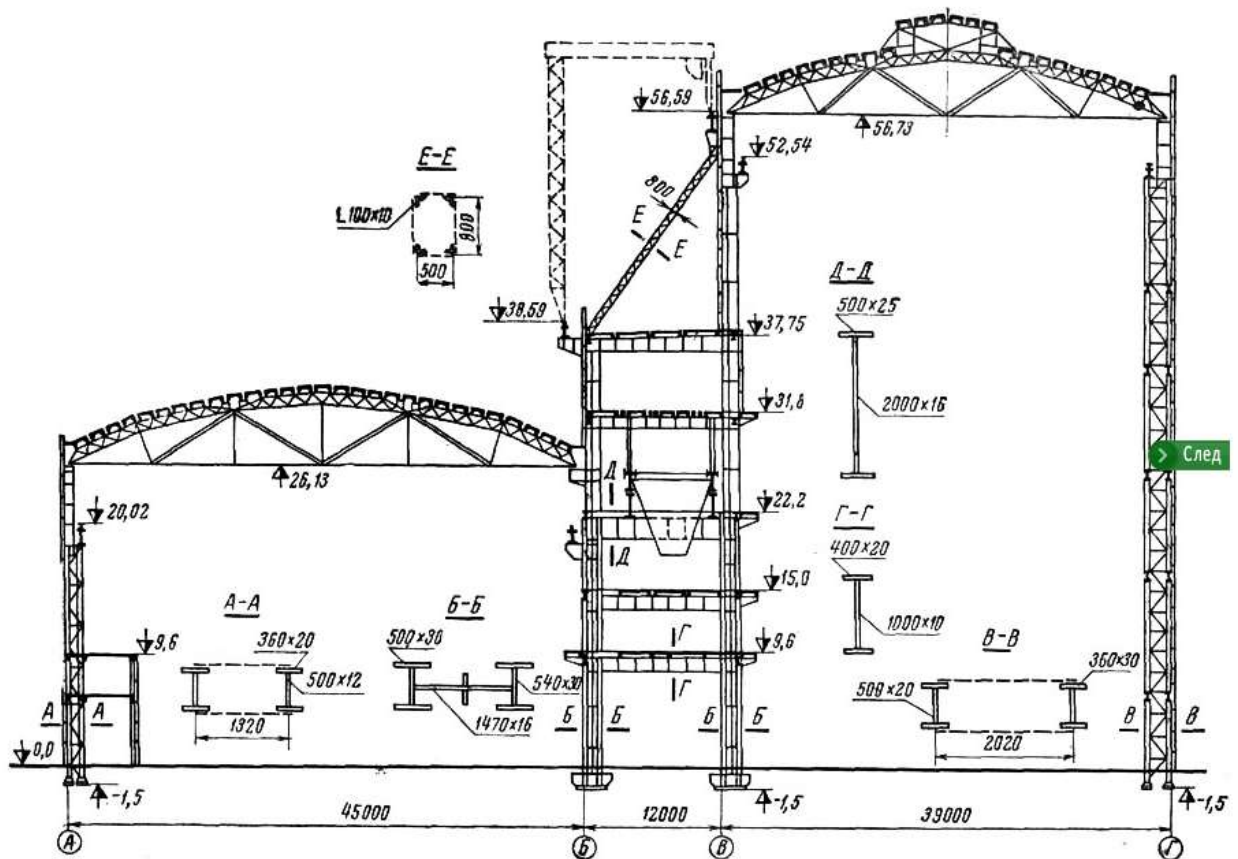


Рис. 11.3. Металлический каркас главного корпуса КЭС

Тема 11.2. Компонировка покрытия. Компонировка поперечной рамы здания, связи

11.2. 1. Конструкция кровли

Система покрытия производственных зданий состоит из кровельных (ограждающих) конструкций, несущих элементов (прогонов, ферм, фонарей),

на которые опирается кровля, и связей по покрытию, обеспечивающих пространственную неизменяемость, жесткость и устойчивость всего покрытия и его элементов. Конструкция кровельного покрытия решается с применением прогонов или без них (рис.11.4).

По первому варианту (рис.11.4, а) на стропильные фермы или балки монтируются прогоны с шагом 1,5 - 3 м, по которым укладываются листы профнастила, мелкогабаритные кровельные плиты, стальные листы и затем ограждающие элементы покрытия: пароизоляция, утеплитель (плиточный) и гидроизоляционный ковер. При этом варианте профнастил укладывается гофрами поперек здания.

Более прогрессивным решением покрытия является беспрогонный, "молодеченский" вариант (рис. 11.4, б). Здесь профилированный настил укладывается непосредственно на верхний пояс стропильных ферм, при этом гофры настила направлены вдоль здания. При этом варианте шаг колонн может быть равен 6 или 12 м. При шаге колонн 12м используются подстропильные фермы. Шаг стропильных ферм может быть 4 или 6 м.

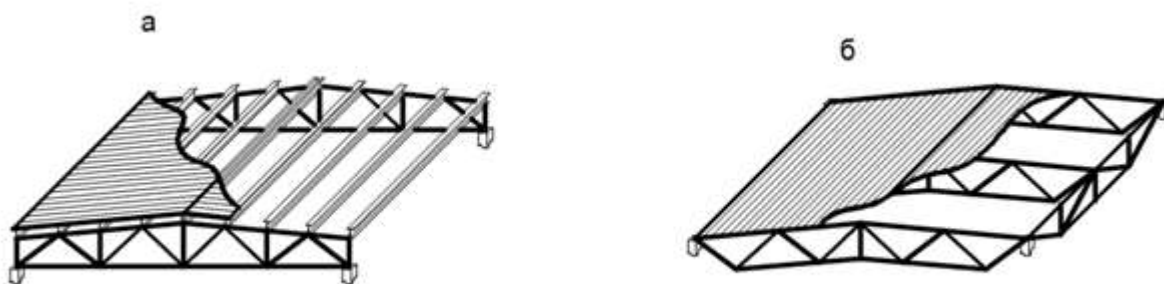


Рис. 11.4. Конструктивные варианты покрытий со стальным профилированным листом: а- прогонное покрытие; б- беспрогонное покрытие;

При беспрогонном покрытии широкое применение получили стальные плиты и панели покрытия. Железобетонные плиты покрытия в настоящее время используются редко из-за большого их веса, что ведет к увеличению усилий на нижележащие конструкции и увеличение расхода стали на каркас.

Кровельные покрытия могут быть теплыми и холодными. Наиболее рациональными являются кровли с использованием стального профилированного настила и эффективных, легких утеплителей (пенополистирол, минераловатные плиты, парэк, изовер и др.). Стальной профилированный настил изготавливают из оцинкованной стали, толщиной 0,8; 0,9 и 1,0 мм, шириной около 800 – 900 мм, высотой волны 40, 50, 80, 114 и 155 мм и длиной до 12м. Их обозначение, например, - Н60-845-0,8 (настил, высота волны $h=60$ мм, ширина листа – $B=845$ мм, толщина листа – $t=0,8$ мм). Профнастил укладывается на прогоны и крепятся с ними самонарезающими

болтами, а между собой вдоль длинной стороны - комбинированными заклепками (рис.11.5).

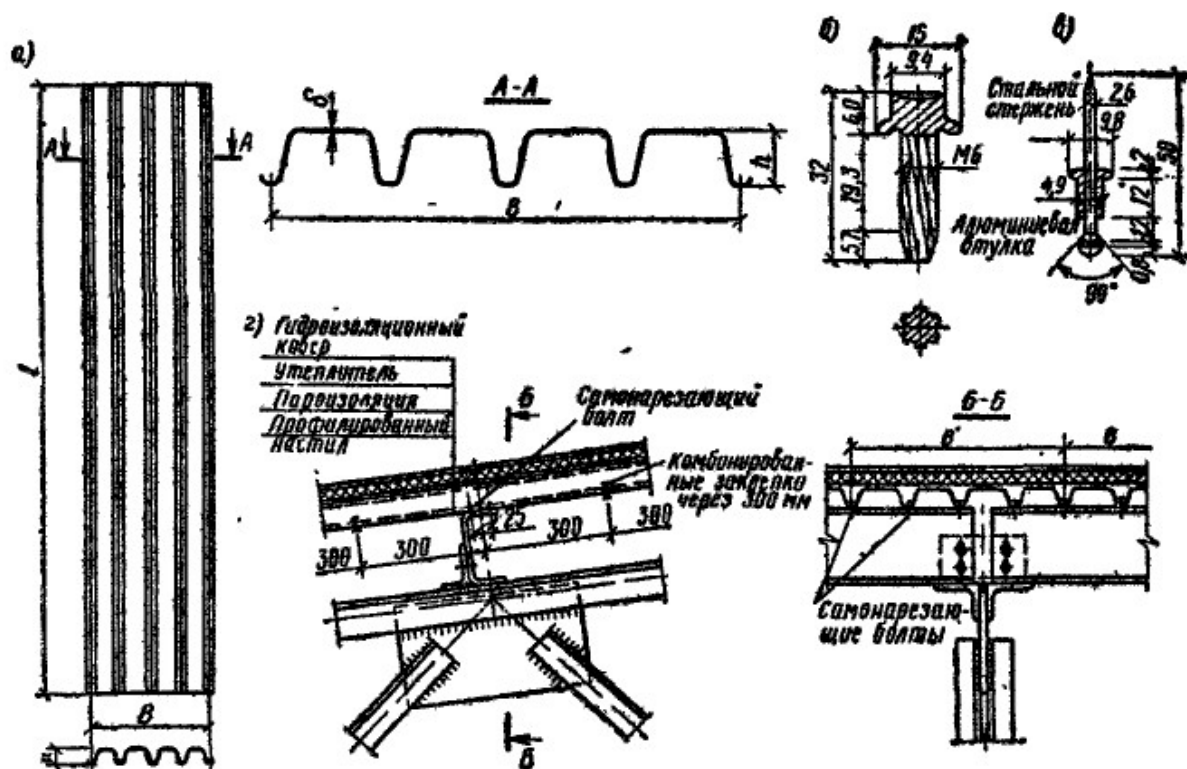


Рис. 11.5. Теплая кровля со стальным профнастилом

а) – настил; б) – самонарезающий болт; в) комбинированная заклепка; г) – узел кровельного покрытия по прогонам

Холодные кровли выполняют из волнистых асбестоцементных листов, стальных и алюминиевых волнистых листов, стальных плоских листов $t=3-4$ мм).

Покрытия промзданий могут быть оборудованы свето-аэрационными П-образными или зенитными фонарями. П-образные фонари имеют ширину равную 6 или 12 м, высоту 2...3.5 м, а их длина определяется технологическими потребностями. Зенитные фонари устанавливаются на покрытие в виде отдельных вкраплений в местах, обусловленных технологическим процессом. Размеры зенитных фонарей в плане 1.0x1.5; 1.5x1.5; 1.5x3; 1.5x6; 3x3. Высота зенитных фонарей 0.4...0.7 м. По сравнению с П-образными фонарями зенитные фонари менее трудоемки в монтаже, имеют меньший расход металла, не увеличивают строительную высоту здания, обеспечивают меньшие теплопотери и не создают снеговых "мешков". К недостаткам зенитных фонарей можно отнести их меньшую аэрацию и потребность в постоянной очистке от пыли и снега.

11.2.2. Компоновка поперечных рам.

Наиболее часто при компоновке поперечных рам промышленных зданий используются одноступенчатые колонны, состоящие из надкрановой и подкрановой частей, соответственно, выше и ниже уровня опирания подкрановых балок (см. рис. 11.1).

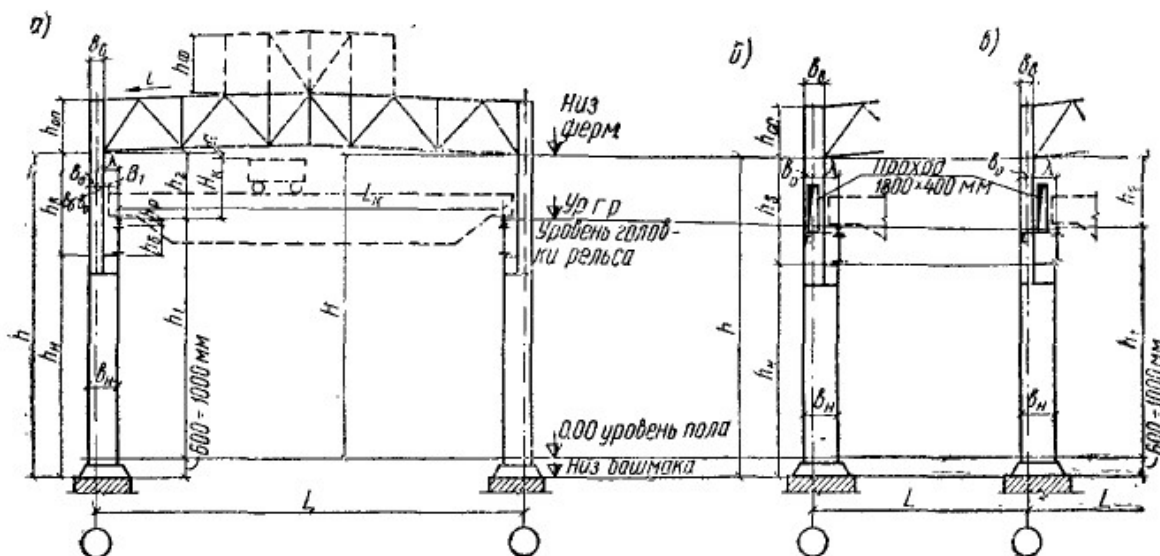


Рис.11.6. Компоновка поперечных рам

a – схема поперечной рамы однопролетного здания; *б, в* – крайние колонны с проходами вдоль подкрановых путей (внутри колонны и сбоку колонны)

Надкрановая часть колонны как правило принимается сплошного сечения в виде прокатного или сварного двутавра шириной $b_k \geq 400$ мм, а подкрановая - также может быть сплошного сечения, если ее ширина (b_n) не превышает $b_n \leq 1$ м, в противном случае, подкрановая часть делается сквозной. Делается это с целью уменьшения расхода металла. Сопряжения колонн с фундаментом всегда жесткое. Это проще в конструктивном отношении и обеспечивает неизменяемость каркаса здания в поперечном направлении.

Сопряжение колонн с ригелем может быть как жестким, так и шарнирным. Жесткое сопряжение применяется для однопролетных зданий, а шарнирное для многопролетных. При определении вертикальных размеров поперечной рамы здания (ПРЗ) отправной величиной является уровень головки рельса (ур. г. р.). На рис.11.6.а) этот размер обозначен символом h_1 . Расстояние от ур. г. р. до низа стропильных конструкций определяется как сумма: $h_2 = H_k + f + 100$ мм, где H_k - вертикальный габарит крана, f - прогиб ригеля, принимаемый равным 200-400 мм, в зависимости от величины пролета (чем пролет больше, тем и размер больше), 100 мм – зазор установленный по требованиям техники безопасности между низом ригеля и верхом грузоподъемного крана.

Высота здания от уровня пола до низа стропильной фермы равна:

$$H = h_1 + h_2.$$

Размер H , исходя из требований унификации, принимается кратным 200 мм. Высота надкрановой ($h_в$) и подкрановой ($h_н$) частей колонны определяются по формулам:

$$h_в = h_2 + a; \quad h_н = H - h_в + h_ф.$$

где a - суммарная высота подкрановой балки и подкранового рельса; $h_ф$ - заглубление фундамента. Как правило - $h_ф = 0.6...1$ м.

Привязка крайних колонн к осям (b_0) может иметь три значения: $b_0 = 0, 250$ и 500 мм. Нулевая привязка рекомендуется для зданий без кранов или с кранами грузоподъемность не более 30 т., с шагом колонн 6м. Привязка равная 500мм принимают при грузоподъемности кранов более 80 т. и более, а так же для зданий с кранами тяжелого и весьма тяжелого режимов работы, независимо от грузоподъемности, если в верхней части колонны устраивается проход (рис.11.6,б). В остальных случаях привязка принимается равной $b_0 = 250$ мм.

Ширина (высота сечения) надкрановой части крайней колонны ($b_в$) назначается исходя из следующих трех условий:

$$b_в \geq h_в/12; \quad b_в \leq \lambda - B_1 + b_0 + (60 - 75)\text{мм}; \quad b_в = 400...1000\text{мм},$$

где λ имеет значения 750, 1000 и 1250 мм, соответственно, при кранах грузоподъемностью 20...50 т, 80...125 т и более 125; B_1 - часть кранового моста, выступающая за ось рельса, принимаемая по ГОСТ на краны (см. рис. 11.6.).

Первое условие продиктовано требованиями по обеспечению минимальной жесткости, второе - обеспечением проезда крана между колоннами, (60-75)мм, это минимальный зазор между колонной и мостом крана, принимаемый по ГОСТ на краны, третье обусловлено опытом проектирования (обычно равной $b_в = 500; 750$ или 1000 мм).

Ширину нижней части колонны $b_н$ назначают в зависимости от грузоподъемности кранов и высоты здания.

$$b_н = \lambda + b_0.$$

Для средних колонн многопролетных зданий и при наличии кранов с двух сторон ширина подкрановой части принимается равной:

$$b_н = 2\lambda, \text{ или } b_н = \lambda_1 + \lambda_2, \text{ при кранах разной грузоподъемности.}$$

Из условия обеспечения жесткости цеха в поперечном направлении ширину нижней части колонны назначают не менее $1/20 h$ - в промышленных зданиях со средним режимом работы и не менее $1/15 h$ - в промышленных зданиях с тяжелым режимом работы

Для колонн постоянного сечения ($b_н = b_в$) с консолями, на которые устанавливают подкрановые балки, (такие колонны используются при кранах грузоподъемностью до 20 т) высота сечения должна быть не менее

1/25 всей длины колонны и назначается в пределах 400...1000 мм. При этом значение привязки принимается в зависимости от высоты здания и шага колонн.

Высота колонны у опоры ригеля зависит от принятой конструкции сиропильных ферм и равна их высоте на опоре.

11.2.3. Связи

Важными элементами стального каркаса промышленных зданий являются системы связей. Связи необходимы:

- 1) обеспечение неизменяемости пространственной системы каркаса и устойчивости его сжатых элементов;
- 2) восприятие ветровых нагрузок и инерционных воздействий кранов и передачи их на фундаменты;
- 3) создание жесткости каркаса, необходимой для обеспечения нормальных условий эксплуатации в течении всего срока службы сооружения;
- 4) обеспечение условий скоростного, высококачественного монтажа элементов сооружения.

Различают связи по колоннам и связи по покрытию.

Связи между колоннами

Вертикальные связи между колоннами обеспечивают продольную устойчивость колонн, воспринимают продольные усилия от ветра (W) и крана ($T_{кр}$) и передают их на фундаменты в пределах связевого блока колонн, уменьшают расчетную длину колонн в продольном направлении (из плоскости поперечной рамы) (рис.11.7,б).

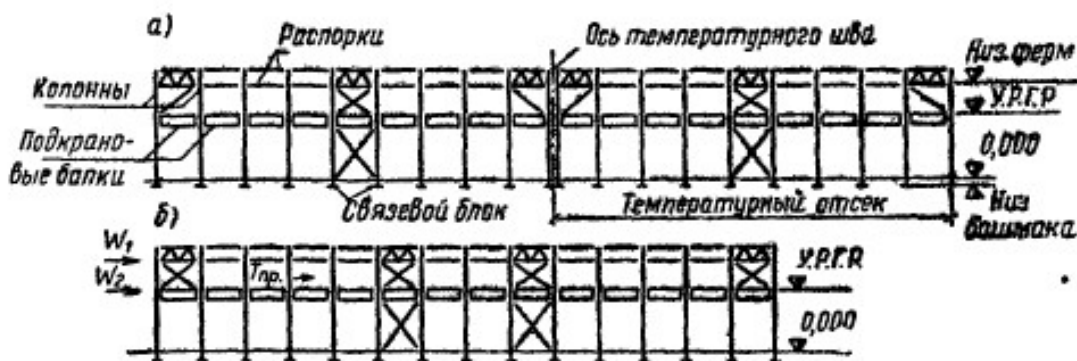


Рис. 11.7. Расположение связей между колоннами
а) - в коротких зданиях (температурных блоках); б) – в длинных.

Вертикальные связи между колоннами располагают в средней части температурного отсека с тем, чтобы не препятствовать температурным деформациям продольных элементов каркаса (подкрановые балки, распорки, подстропильные фермы, прогоны) (рис. 11.8).

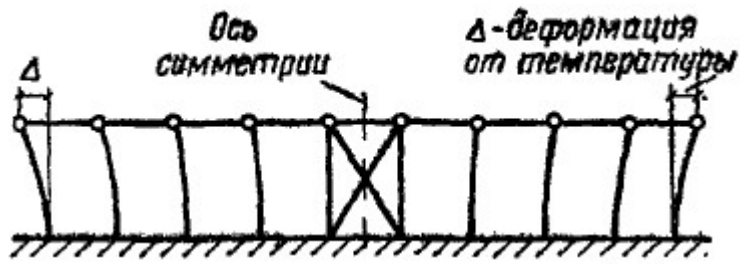


Рис. 11.8. Схема температурных деформаций

В соответствии с нормами, расстояние от торца температурного отсека до вертикальных связей между колоннами не должно превышать 90 м для отапливаемых зданий и 75 м для неотапливаемых. Для длинных зданий (рис.11.7, б) расстояние между связями по середине блока не должно превышать 50м. Таким образом, максимальная длина температурного блока для стального каркаса может быть равной 230 м - для отапливаемых зданий и 200 м – для неотапливаемых.

Вертикальные связи по колоннам устанавливаются по всем рядам колонн здания между одними и теми же осями. Схемы вертикальных связей могут быть достаточно разнообразными (рис.11.9).

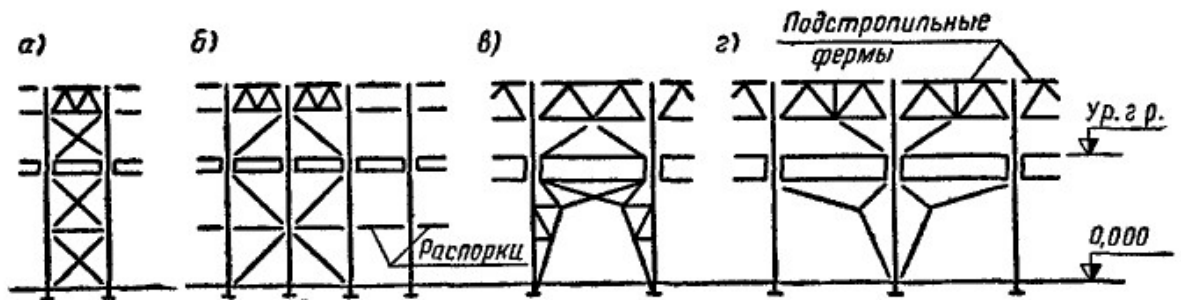


Рис. 11.9. Примеры схем вертикальных связей между колоннами

Для уменьшения расчетной длины (l_y) из плоскости поперечной рамы колонн, расположенных вне связевой панели, используются распорки. Связи, расположенные выше подкрановых балок делаются одинарными и располагаются по оси надкрановой части колонн. Связи, расположенные ниже подкрановых балок, делаются двойными (на чертежах они показываются сплошной и штриховой линией) и располагаются в плоскости каждой ветви подкрановой части колонн. Сечение вертикальных связей подбирается в большинстве случаев по предельной гибкости. Горизонтальные отклонения колонн на уровне подкранового рельса при действии продольной крановой нагрузки не должны превышать $h_1/4000$, где h_1 -отметка уровня головки подкранового рельса.

Связи по покрытию

Связи по покрытию (шатру) устанавливают для обеспечения пространственной жесткости каркаса, устойчивости покрытия в целом и его элементов. Связи по покрытию располагают (рис. 11.10):

- 1) в плоскости верхних поясов стропильных ферм – поперечные связевые фермы и продольные элементы (распорки) между ними;
- 2) в плоскости нижних поясов стропильных ферм - поперечные и продольные связевые фермы, а также иногда продольные растяжки между смежными фермами;
- 3) между стропильными фермами – вертикальные связи;
- 4) по фонарям.

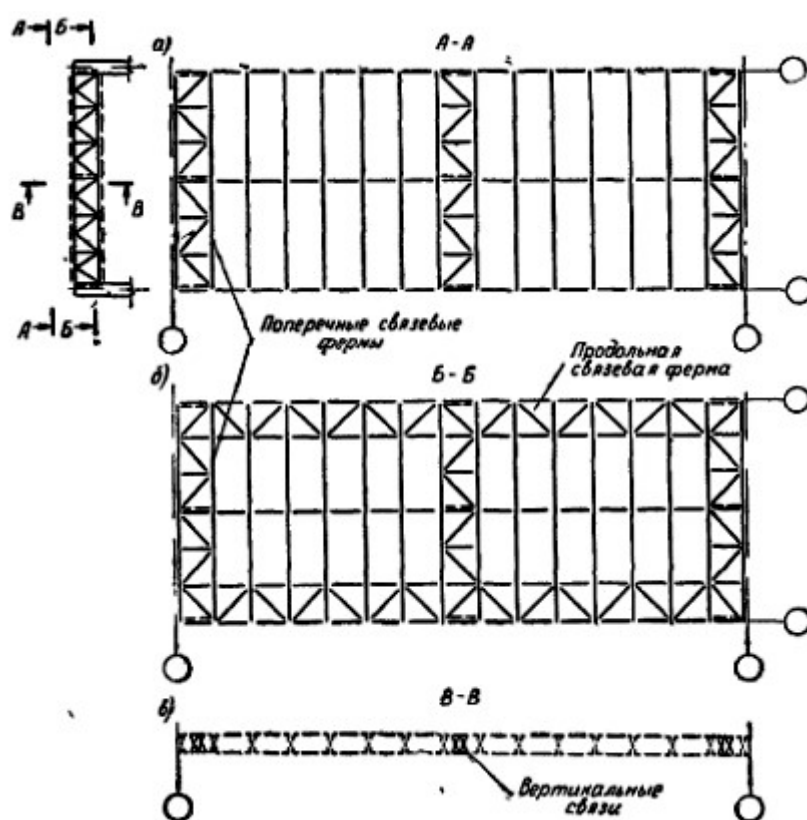


Рис. 11.10. Связи по покрытию

а) – по верхним поясам ферм; б) – по нижним поясам ферм; в) – вертикальные связи между фермами.

Связи по верхним поясам. Верхний пояс стропильной фермы сжат, а потому необходимо обеспечить его устойчивость при продольном изгибе из плоскости фермы в стадии монтажа элементов покрытия и в процессе дальнейшей эксплуатации. Поперечные горизонтальные связи по верхним поясам устанавливаются по торцам здания, совместно с поперечными связями

по нижним поясам и вертикальными связями между ними, образуется жесткий неизменяемый пространственный блок. При монтаже последующие стропильные фермы (до установки прогонов или плит покрытия) закрепляются с ним по верхнему поясу распорками, а по нижнему растяжками, что обеспечивает уменьшению расчетной длины поясов из плоскости. При монтаже гибкость верхнего пояса между точками раскрепления должна быть не более 220. При большой длине здания или температурного блока целесообразны дополнительные промежуточные поперечные связевые фермы, расстояние между которыми должно быть не более 60 м.

Связи по нижним поясам состоят из поперечных и продольных связей (рис. 11.10, б). Поперечные горизонтальные связи по нижним поясам устанавливаются в тех же местах, где установлены поперечные связи по верхним поясам, и предназначены для восприятия ветровой нагрузки, действующей на торец здания, которая передается через стойки фахверка. Таким образом, в пределах нижнего пояса двух смежных стропильных ферм образуется горизонтальная ферма, которую называют *ветровой фермой*. В дальнейшем ветровая нагрузка от ветровой фермы в виде опорной реакции воспринимается колоннами и далее через другие конструктивные элементы (связи в надкрановой части колонн и подкрановые балки) передается на фундаменты связевого блока по колоннам. Для обеспечения узловой передачи ветровой нагрузки расположение узлов связевых ферм должно быть увязано с расположением фахверковых стоек и расположением узлов стропильных ферм по нижнему поясу. Уменьшение расчетной длины нижнего пояса ферм, между которыми нет связевых элементов, обеспечивается постановкой растяжек.

Продольные горизонтальные связи обеспечивают совместную работу поперечных рам здания при действии горизонтальной местной поперечной нагрузки. К таким нагрузкам относятся инерционные силы мостовых кранов, вызывающие поперечные и продольные деформации каркаса здания. Если поперечная жесткость каркаса недостаточна, краны при движении могут заклинивать и как следствие нарушается нормальная их эксплуатация, появляются чрезмерные колебания каркаса, создаются неблагоприятные

условия для работы персонала и сохранности стенового заполнения.

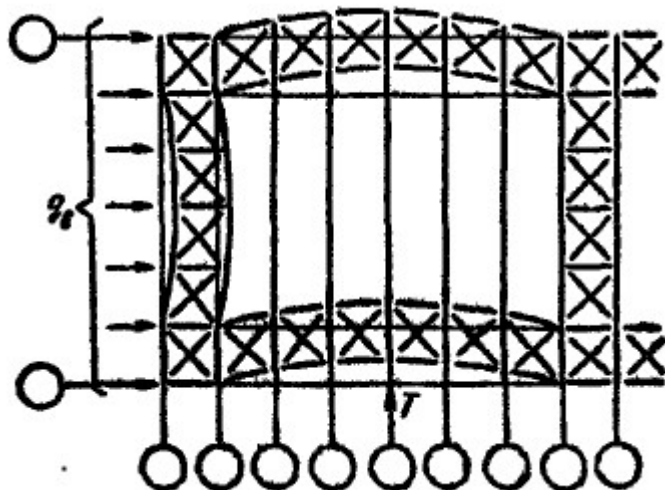


Рис. 11.11. Работа связей по нижним поясам ферм на действие крановой (T) и ветровой нагрузок (q_e).

Постановка продольных связей по нижним поясам ферм обеспечивают пространственную, совместную работу системы плоских поперечных рам, вследствие чего поперечные деформации каркаса от действия сосредоточенной силы (поперечного торможения тележки крана T) значительно уменьшаются (рис. 11.11).

Продольные связи располагаются вдоль крайних рядов колонн однопролетного здания. В многопролетных зданиях – обязательно по торцам и в промежутках через 60-90 м, в цехах с пролетами разной высоты- у краев здания и в местах перепада высот. В зданиях без мостовых кранов продольные горизонтальные связи не применяются. Также можно обходиться без этих связей в зданиях, оборудованных кранами, грузоподъемностью до 10 т легкого или среднего режима работы. При этом покрытие должно быть без подстропильных ферм, а высота здания не должна превышать 18 м. Конструктивные решения и подбор сечений элементов горизонтальных продольных связей аналогичны поперечным связям.

Конструктивные схемы систем связей показаны на рис. 11.12.

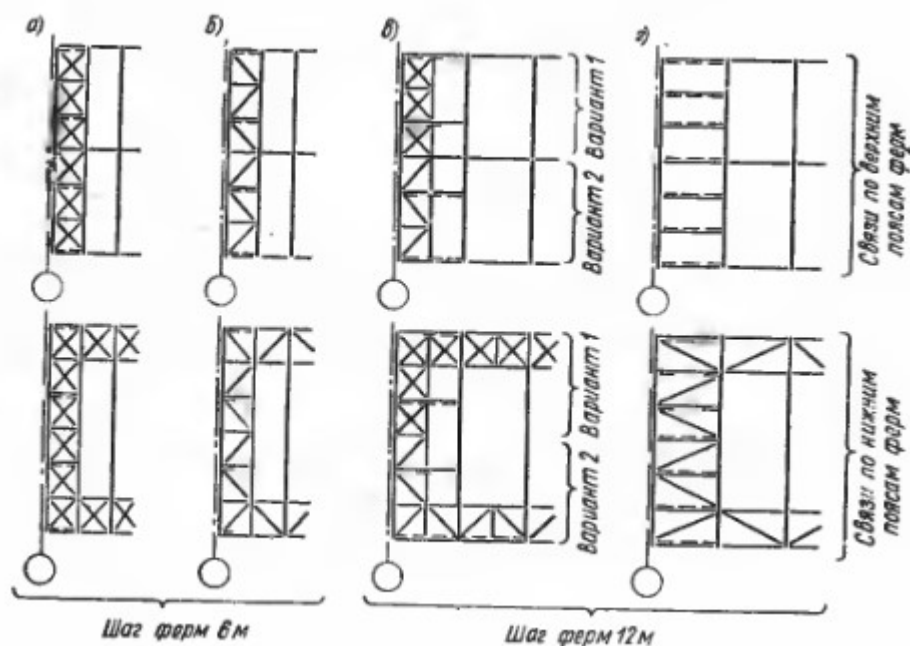


Рис 11.12. Схемы системы связей по покрытию
 а, б – при шаге ферм 6 м; в, г, - при шаге ферм 12 м.

Элементы связей изготавливают, как правило, из уголков или труб, а размер профиля назначается по предельной гибкости. Для сжатых элементов связей предельная гибкость равна 200, для растянутых при динамической нагрузке с количеством циклов нагружения за весь период эксплуатации здания более $2 \cdot 10^6$ равна 300, при других нагрузках - 400. При треугольной решетке связевых ферм (изображена на рис.11.12, б) все элементы считаются сжатыми. При крестообразной решетке (рис.11.12, а) все раскосы считаются растянутыми (здесь допускается считать, что сжатые раскосы выключаются из работы), а стойки - сжатыми. В зданиях с пролетом более 30 м и высотой более 15 м усилия в связевых фермах от ветровой нагрузки следует определять расчетом и сечения подбирать согласно этих усилий. При этом усилия, возникающие в нижних поясах стропильных ферм, при расчете самих стропильных ферм не учитываются. Узловые соединения связевых элементов, если нет фактического усилия, рассчитываются на силу равную 60 кН.

Вертикальные связи между фермами предназначены для фиксации вертикального положения стропильных ферм, для уменьшения расчетной длины стержней поясов ферм в горизонтальной плоскости и для передачи горизонтальных нагрузок, действующих вдоль здания на диск покрытия. Вертикальные связи устанавливаются в тех же осях, что и поперечные горизонтальные связи (см. рис. 11.10, в). Шаг вертикальных связей должен совпадать с расположением узлов по нижнему и верхнему поясу стропильных ферм. Как правило, шаг вертикальных связей принимается

кратным бм. В местах расположения вертикальных связей в стропильных фермах следует предусматривать вертикальные стойки.

Вертикальные связи проектируются в виде фермочек заводского изготовления, сечения элементов которых подбираются по предельной гибкости.

Раздел XII. ОСОБЕННОСТИ РАБОТЫ И РАСЧЕТА КАРКАСА ЗДАНИЯ

Тема 12.1. Действительная работа стального каркаса

Каркас здания представляет собой пространственную систему состоящую поперечных и продольных конструкций, объединенных между собой системой связей. К поперечной конструкции каркаса здания относятся колонны и ригели (фермы или балки) покрытия, их называют поперечной рамой здания (ПРЗ).

Сопряжение колонн с фундаментами в расчетной схеме принимают жестким или шарнирным. Жесткое сопряжение должно быть обеспечено жестким закреплением базы колонны с фундаментом, подошва фундамента должна быть развита и фундамент должен опираться на плотный грунт. Любой поворот колонны или фундамента будет способствовать открытию шарнира и изменению расчетной схемы. Если эти условия не соблюдаются сопряжение колонн с фундаментом следует принимать шарнирным.

Сопряжение ригеля с колонной может быть так же жестким и шарнирным. При назначении жесткого сопряжения необходимо руководствоваться следующими требованиями:

- конструктивно должно быть создано жесткое сопряжение ригеля с колонной, которое обеспечивает восприятие рамных моментов поясами ферм или жестким решением узлов балок (с накладками, с вутами или без них) к колоннам;

- жесткость сечения колонны должна быть достаточной по отношению к жесткости ригеля, и на оборот. При малых жесткостях, за счет изгиба стержня с малой жесткостью, может привести к открытию шарнира и изменению расчетной схемы.

Не выполнение всех этих требований может привести к тому, что действительная работа элементов каркаса будет отличаться от принятой в расчетной схеме.

С использованием программных комплексов расчета на ЭВМ, появилась возможность выполнять расчет каркаса здания не по плоской, а по пространственной схеме, с учетом в работе каркаса продольных элементов. Такие расчеты дают возможность более точно оценить напряженно – деформированное состояние каркаса и его элементов. Однако, здесь надо иметь в виду, при выборе расчетной схемы надо тщательно подойти к выбору жесткостей элементов, которые назначают по ранее выполненным

идентичным проектам или по подобранным сечениям элементов по упрощенным расчетным схемам, а так же к граничным условиям закреплений элементов, к учету несовершенств, в ряде случаев, физической и геометрической нелинейности и др. факторов. Обязательным требованием, является сравнение жесткостей элементов, принятых в расчетной схеме, с подобранными по расчетным усилиям. Если в несущих элементах наблюдается незначительное расхождение в жесткостях, выполненный расчет считается удовлетворительным. В ином случае требуется произвести повторный расчет.

Тема 12.2. Сочетания нагрузок, определение расчетных усилий в элементах поперечной рамы здания

12.2.1. Выбор расчетной схемы ПРЗ

Поперечные рамы промышленных зданий – статически неопределимые системы. При расчете ПРЗ кроме нагрузок необходимо учитывать температуру и агрессивность среды эксплуатации, а также режим работы грузоподъемного оборудования, который в зависимости от интенсивности подразделяется на ручной, легкий (1К,2К,3К), средний (4К,5К,6К), тяжелый (7К) и весьма тяжелый (8К). Расчет ПРЗ производится в следующей последовательности: устанавливается расчетная схема; определяются нагрузки; определяются усилия в характерных сечениях от каждой нагрузки; составляются комбинации расчетных нагрузок, по которым определяют расчетные усилия для расчета сечений элементов ПРЗ.

На рис.12.1,а) приведен конструктивный поперечный разрез однопролетной рамы промышленного здания с жестким сопряжением фермы к надкрановой части ступенчатых колоннах и соответствующая раме - расчетная схема. В расчетной схеме оси стоек совмещаются с центрами тяжести сечений (ц.т) верхней и нижней частей колонны, поскольку они не лежат на одной оси, имеется их уступ с эксцентриситетом $e = (0,45 \div 0,55)b_n - 0,5b_v$, где b_n и b_v - соответственно, ширина нижней и верхней частей колонны.

Ригель также обозначается геометрической осью, проходящей через центр тяжести его сечения, если сечение ригеля сплошностенчатое и его сопряжение с колонной жесткое. Если в качестве ригеля используется ферма, то при жестком сопряжении она обозначается осью, проходящей через центры тяжести сечения нижнего пояса. При шарнирном сопряжении и сплошностенчатый и сквозной ригель обозначаются в расчетной схеме геометрической осью, проходящей через центры опорных шарниров.

На рис.12.1,б) приведены расчетные схемы некоторых рам многопролетных зданий. Учитывая, что поперечная жесткость таких зданий обеспечивается рядами стоящих колонн, сопряжение ферм с колоннами принимается шарнирным, что упрощает конструкцию узлов сопряжений ферм с колоннами и снижается трудоемкость монтажа. Для каркасов с

пролетами различной высоты, целесообразно в высотной части принимать жесткое сопряжение ригеля с колонной, а для нижней – шарнирное.

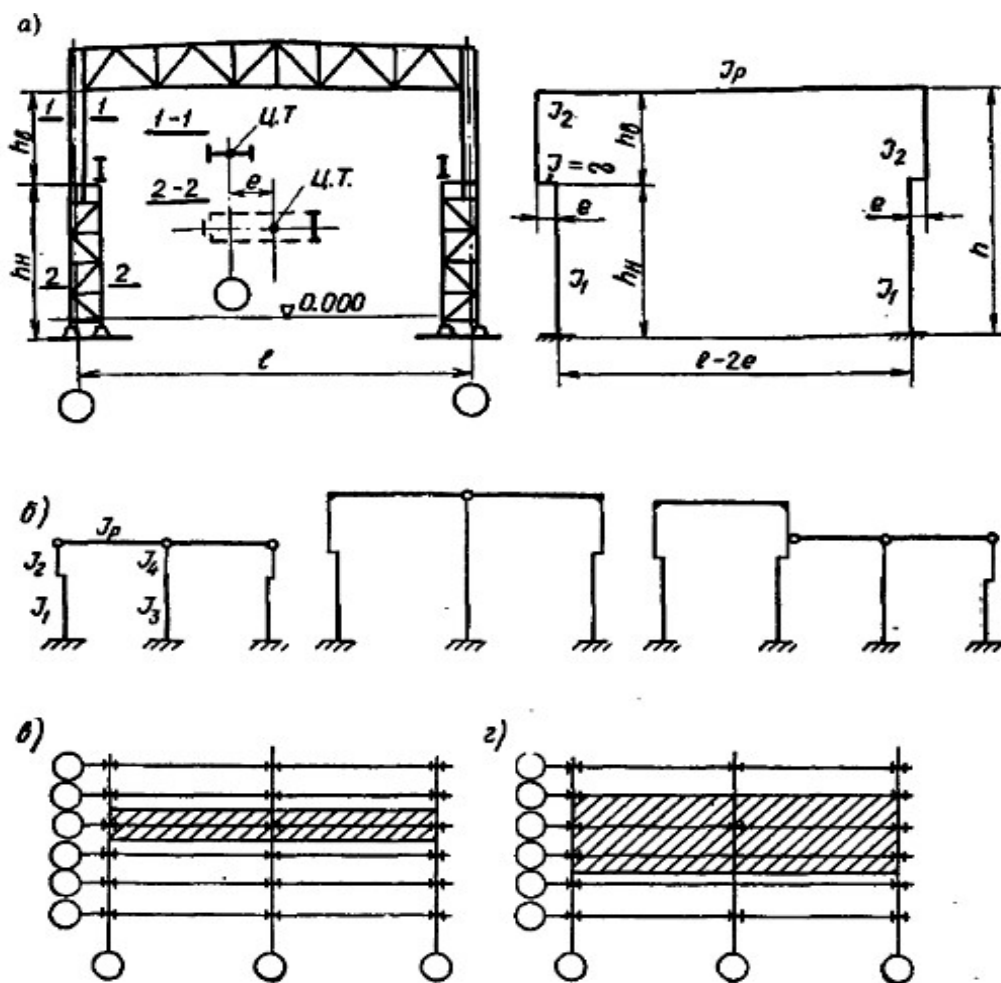


Рис.12.1 Расчетные схемы рам

а) – конструктивная и расчетная схемы однопролетной рамы; б) – виды расчетных схем рам; в) – выделение расчетного блока

Определение нагрузок на ПРЗ

На промышленное здание действуют следующие нагрузки: постоянные (собственный вес ограждающих и несущих конструкций); временные (снег, ветер, технологические нагрузки от оборудования, прежде всего, от грузоподъемных кранов) и особые нагрузки, вызванные сейсмическими воздействиями, неравномерной осадкой опор, авариями технологического оборудования. Нагрузки, действующие на здание, определяют в соответствии с действующими ТНПА [9 и 10(всех частей)].

Нагрузка от собственного веса покрытия (g) считается равномерно распределенной вдоль ригеля рамы, а нагрузка от веса стенового заполнения и собственного веса колонн сосредоточенной (P), и можно принимать

приложенной в уровне низа надкрановой и подкрановой частей колонны. Снеговая нагрузка (p) также принимается равномерно распределенной по длине ригеля рамы (рис. 12.2). Вертикальные нагрузки определяют с соответствующих грузовых площадей, как это показано на рис. 12.1,в) и, при наличии подстропильных ферм по средним рядам колонн – на рисю 12.1 з).

Ветровую нагрузку, действующую на стеновое ограждение, также определяют с соответствующей грузовой площади на колонну ПРЗ. Она определяется в зависимости от скорости ветра для заданного района строительства, высоты над уровнем земли, типа и шероховатости местности, турбулентности ветрового потока. Ветровую нагрузку приводят к равномерно распределенной на колонны с наветренной и заветренной стороны здания (рис. 12.2). При расчете ПРЗ фактическая ветровая нагрузка до геометрической оси ригеля заменяется равномерно распределенной (q_b, q_b') и сосредоточенной (w, w') нагрузками, действующими в пределах высоты шатра здания. Ветровая нагрузка на само покрытие (за счет завихрений ветрового потока), как правило, не учитывается, т.к. при традиционных уклонах кровли на покрытии возникает только отрицательное давление, улучшающее работу элементов ПРЗ.

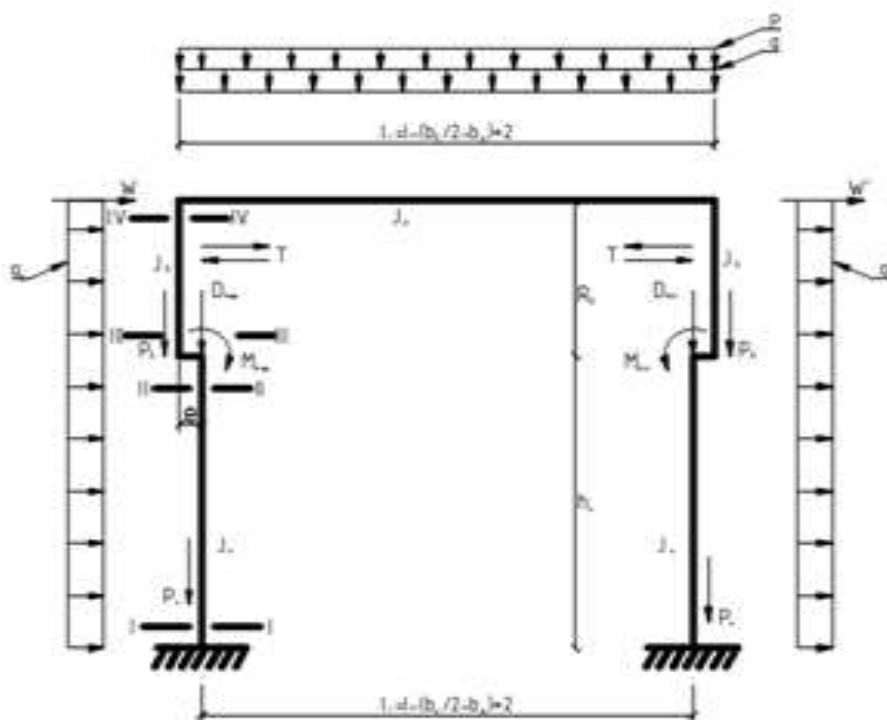


Рис. 12.2. Расчетная схема однопролетной рамы с приложенными нагрузками

Нагрузка от грузоподъемных кранов при расчете ПРЗ представляется в виде трех силовых воздействий: вертикального давления (D_{\max} и D_{\min}), приложенных по центру тяжести сечения колонны; изгибающих моментов

M_{max} и M_{min} и горизонтальной силы T , приложенной в уровне верхнего пояса подкрановой балки, к одной из колонн ПРЗ. Вертикальное давление на колонну D_{max} и D_{min} определяется, как правило, от двух кранов с помощью линии влияния (см. рис. 12.3) по формуле:

$$D_{max} = \gamma_f P_{max} \cdot \sum y_i + G_{п.к.}, \quad \text{и} \quad D_{min} = \gamma_f P_{min} \cdot \sum y_i + G_{п.к.},$$

где P_{max} и P_{min} – соответственно, максимальное и минимальное давление на колеса крана; γ_f - коэффициент надежности по нагрузке; $\sum y_i$ - сумма ординат линии влияния, соответственно, под силами P . Краны следует расположить таким образом, чтобы сумма ординат была наибольшей. Необходимые при этом расстояния между колесами крана и ширина моста крана принимается по нормативным документам; $G_{п.к.}$ - вес подкрановых конструкций.

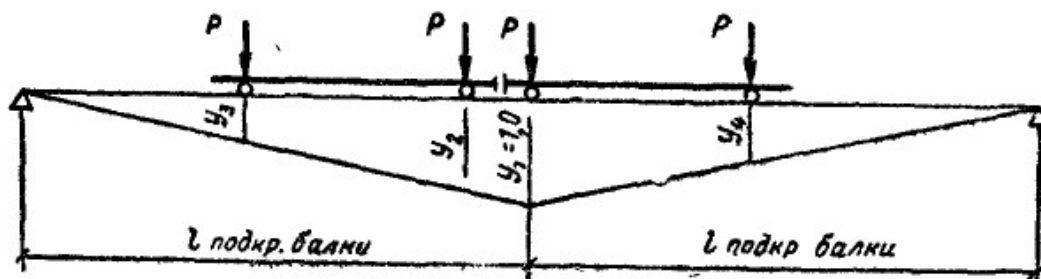


Рис.12.3. Линия влияния опорной реакции на колонну ПРЗ

Значения моментов на уступ колонны ПРЗ определяют:

$$M_{max} = D_{max} \cdot e_k; \quad M_{min} = D_{min} \cdot e_k,$$

где e_k - эксцентриситет приложения кранового давления на подкрановую часть колонны: $e_k \approx 0.5 \cdot b_n$. Горизонтальная сила вычисляется также с помощью линии влияния:

$$T = T_k \cdot \gamma_f \cdot \Psi_c \cdot \sum y_i,$$

где T_k - горизонтальная сила на колесо крана, возникающая при торможении тележки крана:

Определение усилий в элементах ПРЗ

Определение усилий в ПРЗ производится по недеформированной схеме, т.е. предполагается, что под воздействием внешних воздействий геометрическая схема поперечной рамы не претерпевает существенных изменений. Другим, также существенным упрощением расчета, является рассмотрение ПРЗ, как плоской системы. В реальных условиях ПРЗ является

частью пространственного каркаса здания, что обеспечивает перераспределение усилий, особенно при критическом состоянии какого-либо конструктивного элемента. Для учета пространственных взаимодействий элементов каркаса при расчете поперечной рамы вводится коэффициент пространственной работы, который определяется в зависимости от жесткости колонн и диска покрытия, степени загруженности соседних колонн и расстояния между ними. Наиболее существенно влияние пространственной работы каркаса здания проявляется при расчете ПРЗ на крановые воздействия.

Для статического расчета рамы достаточно знать только соотношение моментов инерции элементов рамы (а не их абсолютные значения). Эти соотношения обычно можно принять в пределах (рис.12.1) $I_1/I_2 = 7 \dots 10$, $I_p/I_2 = 20 \dots 40$.

Момент инерции горизонтального участка (уступа) колонны принимают равным бесконечности. В многопролетных рамах средние колонны мощнее крайних, отношения моментов инерции (рис. 12.1,б) нижнего участка средней колонны I_3 и верхнего ее участка I_4 к моменту инерции I_2 участка крайней колонны составляют:

$I_3/I_2 = 10 \dots 30$ и $I_4/I_2 = 1,5 \dots 3$ - при одинаковом шаге наружных и внутренних колонн;

$I_3/I_2 = 20 \dots 60$ и $I_4/I_2 = 2,5 \dots 7$ - при шаге внутренних колонн вдвое большем, чем наружных.

Для получения точных значений усилий в элементах ПРЗ расчет следует произвести несколько раз. На первом этапе, используя предварительные значения жесткостных характеристик, вычисляются усилия, составляются сочетания усилий и подбираются сечения верхней и нижней частей колонны и ригеля. На втором этапе, используя жесткостные характеристики подобранных сечений, производят, прежде всего, корректировку несовпадения осей верхней и нижней частей колонны (e) и эксцентрисета приложения кранового давления (e_k). Затем вычисляются усилия, составляются сочетания усилий и повторно подбираются сечения. Цикл расчета повторяется до получения требуемой точности (как правило, $\pm 5\%$)

Как было сказано выше, усилия в ПРЗ определяются от каждой нагрузки отдельно и только для характерных сечений. Такими сечениями для подкрановой части колонн являются сечения I-I и II-II, а для надкрановой части III-III и IV-IV (см. рис.12.2).

В соответствии с [9] (ТКП 1990-2011 согласно п. 6.1) для определения расчетных усилий отдельные воздействия для выявления критических случаев нагружения объединяют в сочетания.

Согласно п. 6.4.3.1 [9], для каждого критического случая нагружения, расчетные значения усилий следует определять, применяя сочетания воздействий, которые рассматриваются как действующие одновременно. При

этом каждое сочетание включает доминирующее переменное воздействие или особое воздействие.

Согласно п. 6.4.3.2 [9] общая форма записи эффектов воздействий для основного сочетания имеет следующий вид:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$
$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- где $G_{k,j}$ – характеристическое значение постоянного воздействия;
- $Q_{k,i}$ – характеристическое значение сопутствующего переменного воздействия;
- $Q_{k,1}$ – характеристическое значение доминирующего переменного воздействия;
- $\gamma_{G,j}, \gamma_{Q,i}$ – частные коэффициенты соответственно для постоянного и переменного воздействий;
- $\psi_{0,i}$ – коэффициент для комбинационного значения переменного воздействия;
- ξ – понижающий коэффициент для неблагоприятного постоянного воздействия.

Менее благоприятные расчетные усилия из двух выражений выбирается для дальнейшего расчета.

Численные значения частных коэффициентов следует принимать в соответствии с приложением А [9], согласно НП.1[9]:

- коэффициенты для постоянной нагрузки $\xi = 0.85$;
- коэффициенты для полезных нагрузок $\psi_0 = 0.7$;
- коэффициенты для снеговой нагрузки $\psi_0 = 0.6$;
- коэффициенты для ветровой нагрузки $\psi_0 = 0.6$.

Содержание практических занятий по разделу XII.

Практическое занятие №11 и №12. *Определение нагрузок на поперечную раму здания, расчетная схема. Определение расчетных усилий*

Выполняется каждым студентом индивидуально в соответствии с заданием на проектирование. Знакомство с нормативными документами по определению постоянных, снеговых, ветровых и крановых нагрузок. Подготовка расчетных схем и заданий для расчета на ЭВМ. Определение расчетных усилий выполняется в соответствии с разработанными таблицами кафедры в соответствии с 12.2.

Раздел XIII. ЭЛЕМЕНТЫ ПОКРЫТИЯ

Как уже отмечалось в 11.2.1. в конструкциях покрытий наибольшее распространение получили два конструктивных решения: с применением продольных прогонов и без них. В первом случае в узлах фермы укладываются прогоны, на которые чаще всего крепится стальной профилированный настил (рис. 11.4, а) или, редко, мелкогабаритные кровельные плиты. Во втором случае – непосредственно на фермы кладут крупногабаритные плиты или панели, совмещающие функции прогонов и плит (рис. 13.1)

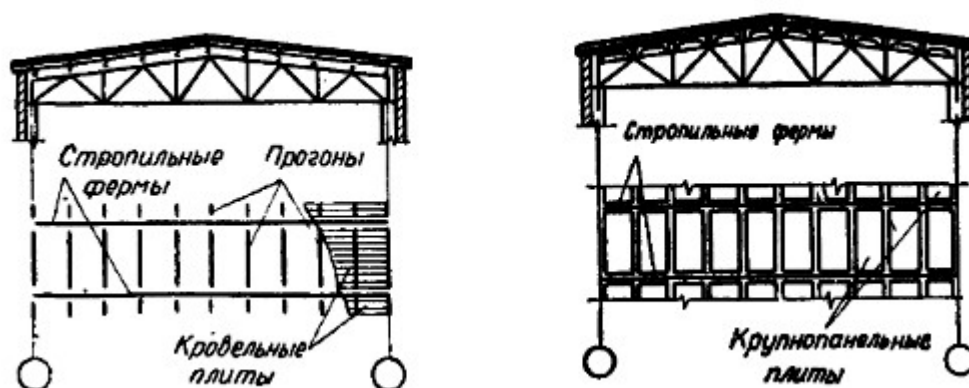


Рис. 13.1. Схема прогонного и беспрогонного покрытия

При прогонном решении кровли в качестве настила широко применяют профилированные стальные и алюминиевые листы. Конструктивное решение стальных и алюминиевых настилов и конструкция кровель приведены на рис.13.2, а), б) и в).

Наиболее распространенные трехслойные покрытия с рулонной кровлей. Основанием ограждающей конструкции является оцинкованный профилированный настил длиной от 3 до 12 м с толщиной листа 0,8–1,0 мм (рис. 13.2, а, б). настил укладывают на прогоны, устанавливаемые с шагом 3 м, и крепят к ним самонарезающими болтами в каждой волне (рис. 11.5, з). По длине настилы соединяют заклепками через 500 мм. Раскладку настила начинают от торца здания с последующей укладкой по нему слоев пароизоляции, утеплителя и рулонной кровли (рис. 13.2, в).

В качестве пароизоляции применяют рубероид или полиэтиленовую пленку, а утеплителя – минераловатные плиты повышенной жесткости. Утеплитель к стальному профилированному настилу лучше крепить винтами, что позволяет повысить огнестойкость конструкции и снизить трудозатраты.

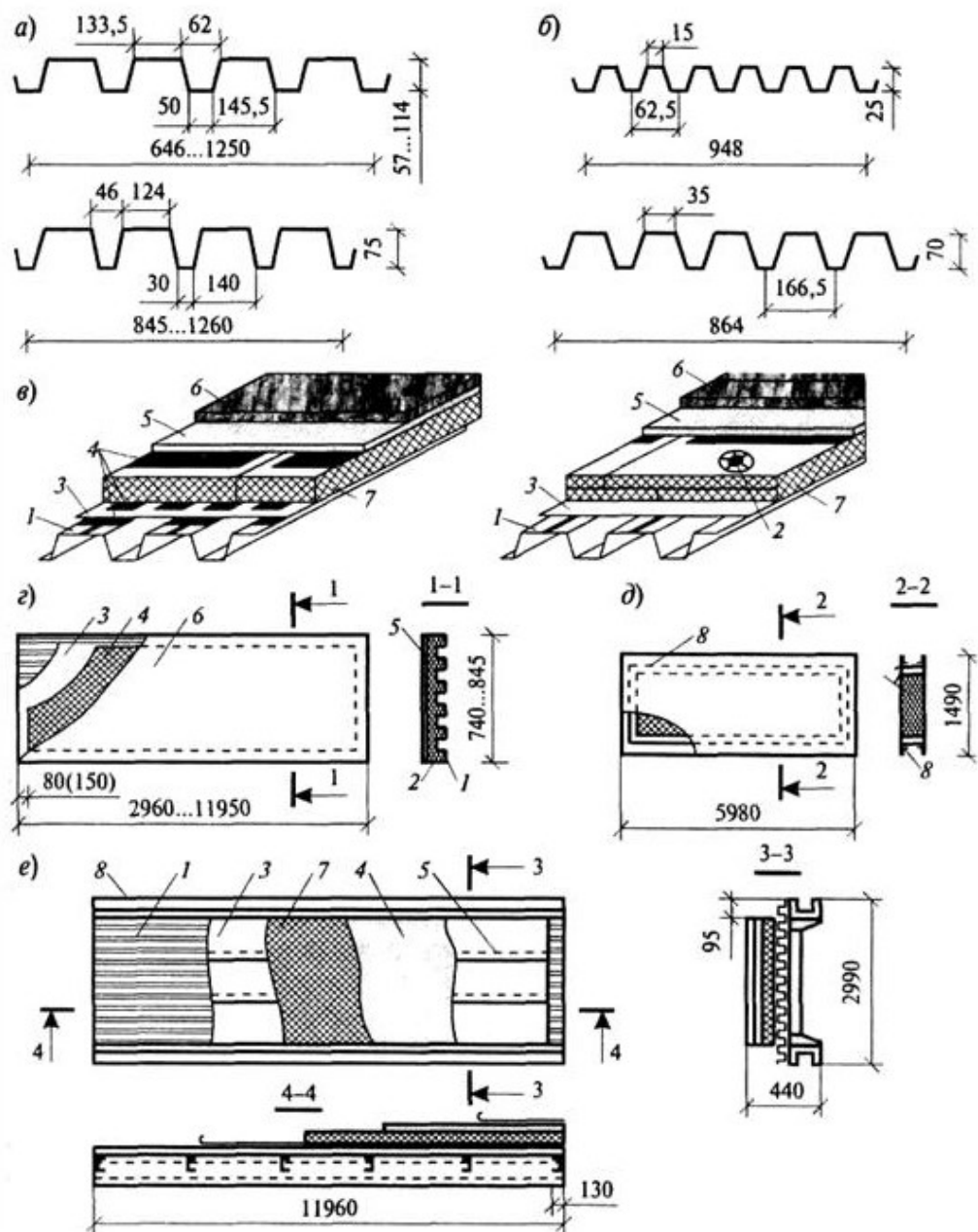


Рис. 13.2 Металлические ограждающие конструкции покрытий: а, б – стальные и алюминиевые профилированные листы; в – конструкция с послойной сборкой на клею и винтах; г – монопанель; д – трехслойная алюминиевая панель; е – трехслойная каркасная панель; 1 – профилированный настил; 2 – винтовое соединение; 3 – пароизоляция; 4 – битумная мастика; 5 – рулонная кровля; 6 – гравийно-защитный слой; 7 – утеплитель; 8 – каркас панели.

Тема 13.1. Расчет сплошных и сквозных прогонов

При шаге ферм $B \leq 6$ м применяют сплошные прогоны из прокатных швеллеров или двутавров, а при шаге ферм 12 м – сквозные прогоны – в виде ферм.

Сплошные прогоны, расположенные на скате кровли, работают на изгиб в двух плоскостях. На рис. 13.3.а) приведена схема нагрузок, действующих на прогон. Нормальная составляющая нагрузки $q_x = q \cos \alpha$, действует в плоскости большей жесткости прогона и скатная составляющая $q_y = q \sin \alpha$ – в вдоль ската. Хотя эта нагрузка не велика, вследствие малой жесткости прогона относительно оси у-у напряжения от нее получаются большими. Для уменьшения изгибающего момента от скатной составляющей, прогоны раскрепляют тяжами из круглой стали диаметром 18 – 20 мм (рис.13.3, б, узел А). В панелях у конька тяжи идут наклонно и крепятся к стропильной ферме или к коньковому прогону вблизи опор. При шаге ферм 6 м устанавливают один тяж, при шаге 12 м или крутом скате кровле – лучше 2 тяжа (рис. 13.3, в). Значения изгибающих моментов от действия скатной составляющей приведены на рис. 13.3, в). Прочность прогонов проверяют по формуле

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq R_y \gamma_c \quad (13.1)$$

Если на покрытие действует статическая нагрузка, тогда прочность прогонов разрешается проверять с учетом развития пластических деформаций по формуле

$$\sigma = \frac{M_x}{c_x W_x} + \frac{M_y}{c_y W_y} \leq R_y \gamma_c \quad (13.2)$$

где c_x и c_y - принимаются по табл.66 [8].

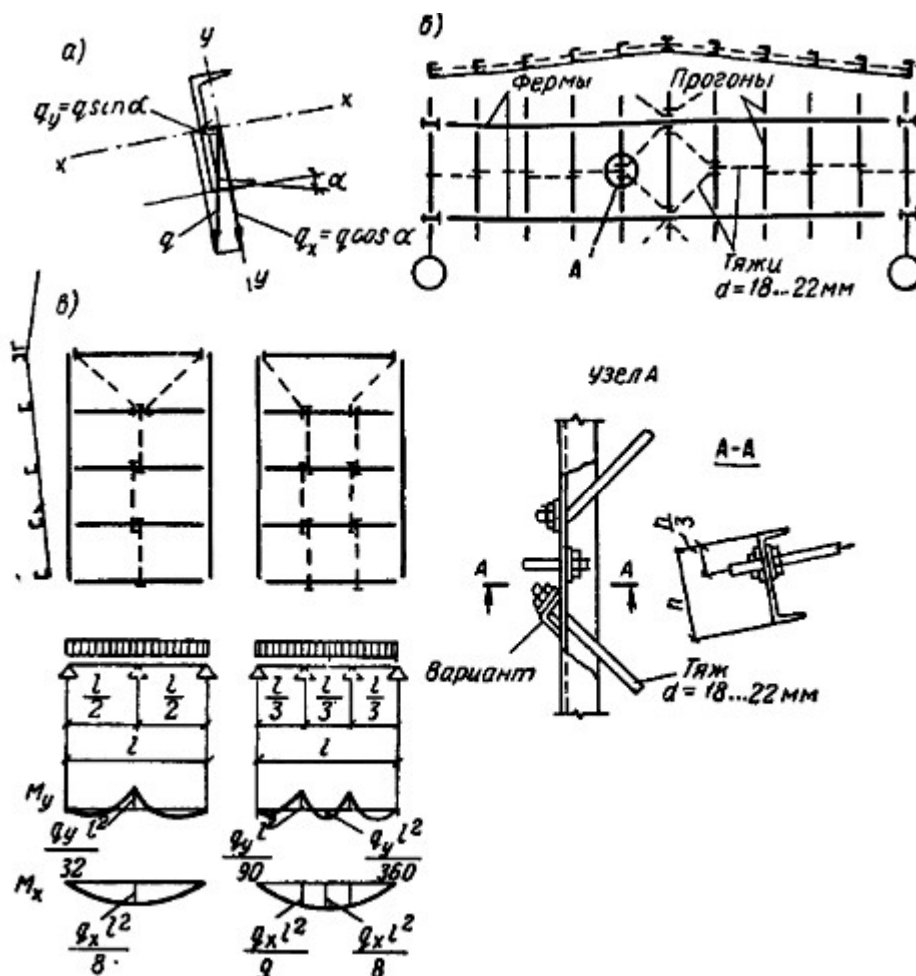


Рис. 13.3. К расчету прогонов

а) – схема действия нагрузок; б) – развязка прогонов в плоскости ската тязями; в) – к определению расчетных усилий в прогоне.

Если кровельный настил крепится к прогонам жестко и образует плотное полотнище (например, стальной профилированный настил, закрепленный к прогонам самонарезающими болтами, стальной лист, приваренный к прогонам и т.п.), то скатная составляющая будет восприниматься самим полотнищем кровли. Необходимость в тязях отпадает и прогоны можно рассчитывать только на нагрузку q_x . На эту же нагрузку, только от ее нормальной составляющей, проверяют прогиб. Общую устойчивость прогонов не проверяют, так как она обеспечена кровельными плитками или настилом. Узлы крепления прогонов и настила приведены на рис. 13.4.

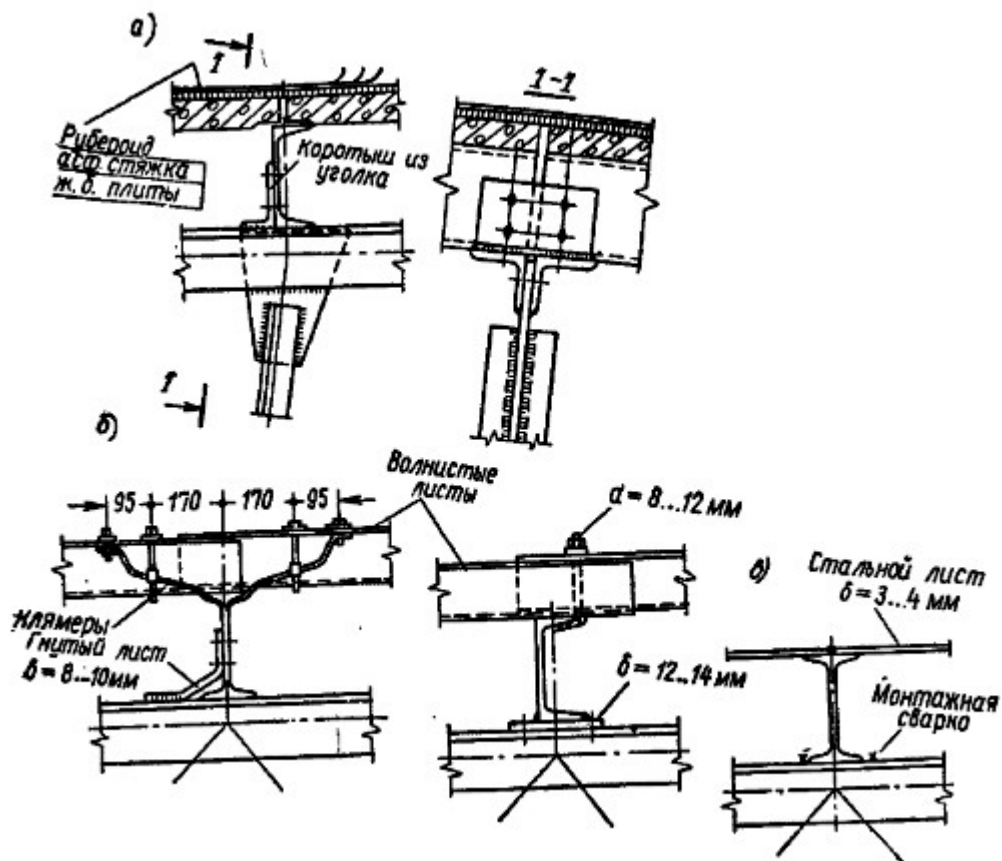


Рис. 13.4. Кровля по прогонам

- а) – с опиранием мелкогабаритных железобетонных плит к прогонам;
 б) - с асбестоцементными и стальными или алюминиевыми волнистыми листами; в) - со стальным листом.

Сквозные прогоны показаны на рис.13.5. Верхний пояс этих прогонов выполнен из прокатных или гнутых швеллеров, расположенных полками наружу на расстоянии 80 мм, между которыми заводят элементы решетки из гнутых швеллеров и приваривают их к поясам без фасонки. Такое решение прогонов обеспечивает простоту изготовления и достаточную жесткость в плоскости и из плоскости прогона. Верхний пояс работает на сжатие с изгибом (в одной плоскости, если отсутствует скатная составляющая, или в двух плоскостях), остальные элементы рассчитываются на продольные усилия

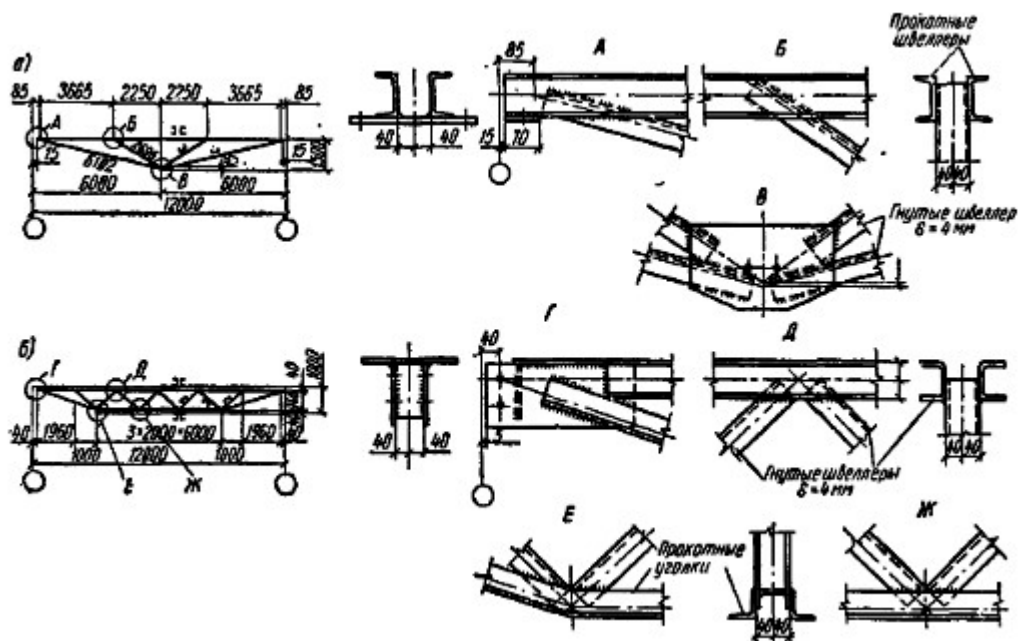


Рис.13.5 Сквозные прогоны

а) – конструкция ЦНИИПроектстальконструкция; б) – конструкция ЦНИИПромзданий

Беспрогонное покрытие

Для беспрогонного покрытия широкое распространение получили крупнопанельные железобетонные плиты покрытий шириной 1.5 и 3 м и длиной 6 и 12 м. Их высота при пролете 6 м – 300 мм и при пролете 12 м – 450 мм. Их недостаток – большой собственный вес (от 1,2 до 2,4 т/м²), что утяжеляет конструкции ферм, колонн и фундаментов.

На рис. 13.2, приведены конструкции металлических панелей: з) – монопанели; д) – трехслойной алюминиевой панели; е) – трехслойной каркасной панели .

Двухслойные панели (монопанели) изготавливают в заводских условиях с заливочной пенопластовой теплоизоляцией – пенополиуретан или фенольный пенопласт плотностью 45-80 кг/м³. Гидроизоляционный ковер из трехслойного рубероида или однослойной полимерной пленки (гидробутил, армогидробутил) (рис. 13.2, г). Панели изготавливают длиной от 3 до 12 м и шириной от 0,74 до 0,845 м. Толщина утеплителя в пределах от 30 до 80 мм в зависимости от климатического района. К несущим конструкциям панели крепят самонарезающими винтами. Применение однослойных кровель снижает трудозатраты на стройплощадке в 3-4 раза по сравнению с многослойными.

Монопанели, обладая рядом положительных качеств имеют существенные недостатки:

- недостаточная огнестойкость;
- недолговечность рулонной кровли;

- большая трудоемкость заделки стыков в условиях стройплощадки.

Трехслойные панели – выполняют из двух профилированных стальных листов и слоя утеплителя, расположенного между ними. Верхний облицовочный лист толщиной 1 мм с защитным полимерным покрытием имеет разреженную профилировку, а нижний толщиной 0,8 мм имеет более мелкий профиль (рис. 13.2 д). Толщина утеплителя составляет от 60 до 80 мм. Такие панели являются более индустриальными по сравнению с рассмотренными, но связаны с большим расходом стального профилированного листа.

Трехслойные панели выполняются в каркасном и бескаркасном вариантах. Каркасный вариант позволяет повысить жесткость панелей и увеличить их размер до 3х12 м. Облицовку в таких панелях крепят к каркасу заклепками или самонарезающими винтами, а сами панели – к прогонам с помощью самонарезающих винтов за нижнюю облицовку. Каркас панелей выполняют из гнутых профилей (швеллерного или Z профиля). В качестве облицовок могут быть использованы и алюминиевые плоские листы (рис. 13.2 е).

Пример каркаса панели приведен на рис 13.6.

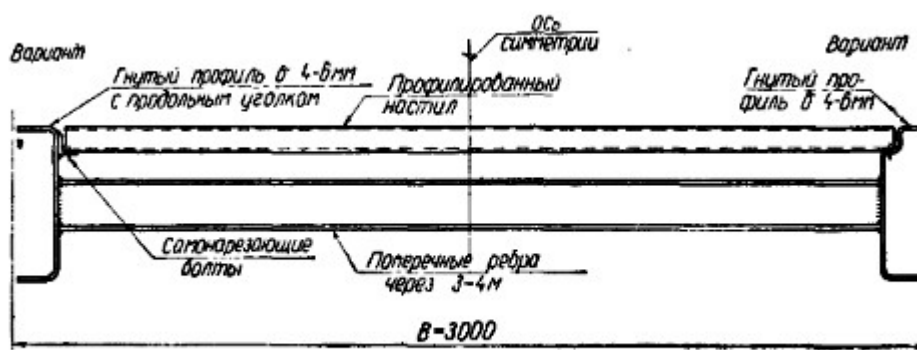


Рис. 13.6. Конструкция панели из гнутых профилей с профилированным настилом

Применение трехслойных каркасных и бескаркасных панелей связано с большими сложностями устройства и обеспечения надежности мест стыков, примыкания покрытия к парапетам, карнизам, ендовам, а также при пропуске через кровлю коммуникаций. Кроме этого, в покрытиях такого типа трудно обеспечить теплоизоляционную однородность из-за образующихся «мостиков холода», а в бескаркасных панелях – еще и расслоения под воздействием нагрузок.

Тема 13.2. Работа и расчет стропильной фермы в системе поперечной рамы здания

Сопряжение стропильных ферм с колоннами может быть шарнирным и жестким. При шарнирном опирании фермы на колонны ферма рассчитывается как отдельная самостоятельная конструкция на вертикальные нагрузки (см раздел X). При жестком сопряжении фермы с колоннами

возникают рамные моменты (рис.13.7, а), которые воздействуют на ферму, она становится нагруженной не только вертикальными нагрузками, но и парами горизонтальных сил (рис.13.7, б) .

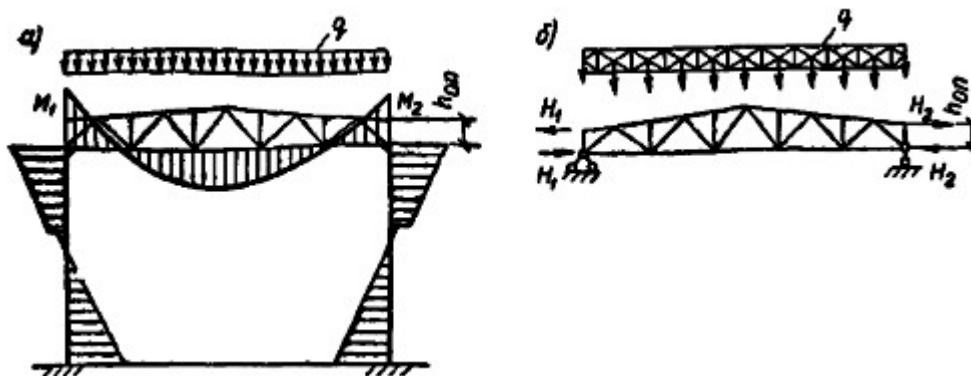


Рис. 13.7 к расчету фермы с учетом рамных моментов

Значения максимального момента левой опоры M_1 определяют из таблицы расчетных усилий колонны для ее верхнего сечения, значение момента правой опоры M_2 надо определить для той же самой комбинации нагрузок для левой и соответственно правой колонны. Значения горизонтальных пар сил, действующих в узлах фермы, определяют:

$H_1 = M_1 / h_{on}$ и $H_2 = M_2 / h_{on}$ (см. рис. 13.7,б). От этих горизонтальных сил построением отдельной диаграммы усилий определяют усилия в стержнях фермы.

Расчетные усилия для подбора сечений элементов фермы определяют сложением усилий от вертикальных и дополнительных горизонтальных нагрузок (рамных моментов). Если усилия в рассматриваемом стержне от рамных моментов и вертикальной нагрузки одного знака (стержень догружается) усилия суммируются. Если знаки усилия разные и усилие от опорного момента меньше по абсолютной величине, то за расчетное усилие принимают усилие от вертикальной нагрузки, то есть разгрузку стержня не учитывают, исходя из того, что опорное крепление ригеля может ослабеть, усилие от момента уменьшится или даже будет равно нулю. Если усилия от опорных моментов больше усилия от вертикальной нагрузки, то стержень должен быть проверен на алгебраическую сумму этих усилий.

13.2.1. Опорные узлы.

Конструкция опорных узлов ферм может быть довольно разнообразной и решается в зависимости от способа сопряжения ригеля с колонной. Наиболее широко распространено опирание стропильных ферм сбоку колонны на опорный столик (рис. 13.8, а) Такое сопряжение позволяет осуществлять как шарнирное, так и жесткое соединение фермы с колонной.

Вертикальная реакция $F_R = A$ (рис. 13.8, а) передается с опорного фланца фермы через строганные поверхности на опорный столик. Опорный фланец должен выступать на 10-20 мм ниже фасонки, но не более $1,5t_\phi$ (t_ϕ – толщина фланца). Толщину фланца определяют из условия смятия

$$t_\phi = F_R / (b_\phi R_p \gamma_c) \quad (13.3)$$

где R_p – расчетное сопротивление смятию торцевой поверхности (при наличии пригонки), принимается по табл.52[8]; b_ϕ – ширина фланца, принимается не менее 180 мм.

Опорный столик делают из листа толщиной равной $b_c \geq b_\phi + 20$ мм, толщиной равной $t_c \geq t_\phi + 10$ мм, обычно не более 30-40 мм. При опорной реакции $F_R < 200-250$ кН – из уголка со срезанной полкой. Высоту столика рассчитывают на усилие равное $2/3 F_R$, вследствие возможной неравномерности передачи опорной реакции. Крепят опорный фланец болтами грубой или нормальной точности М16 – М20 с отверстиями на 3 мм больше диаметра болтов.

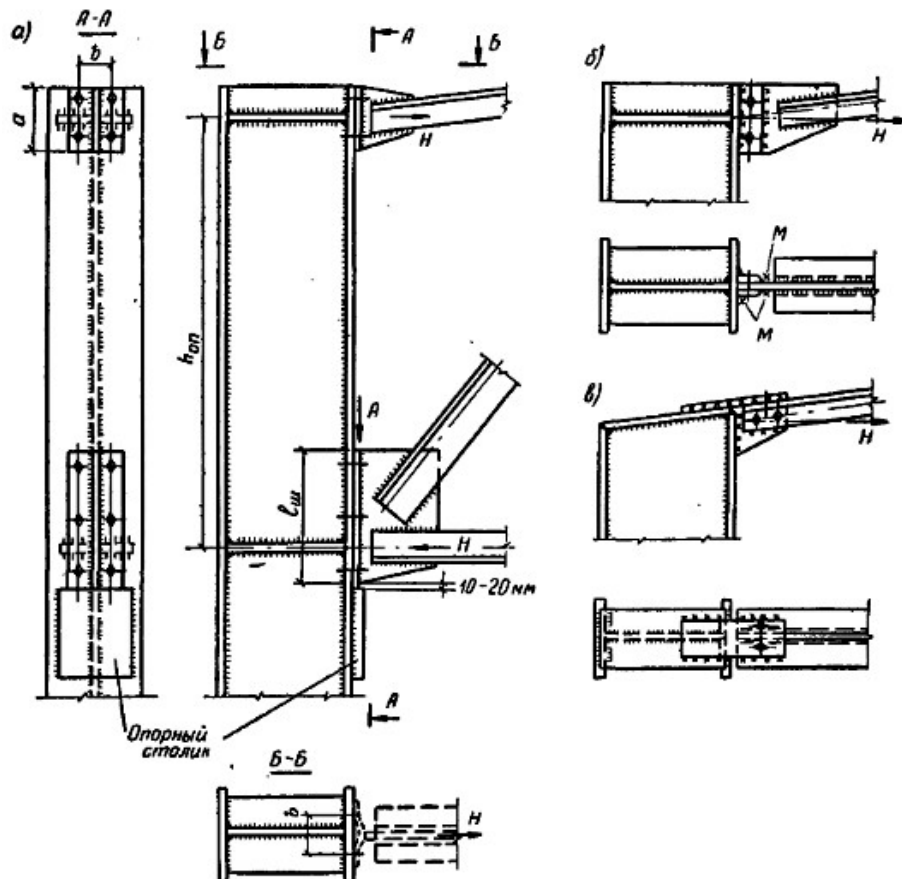


Рис.13.8. Узлы опирания стропильной фермы на колонну

а) – общий вид; б, в) – варианты крепления верхнего пояса при жестком сопряжении фермы с колонной.

При шарнирном опирании фермы на колонну сварные швы приварки опорного ребра к фасонке рассчитываются на опорную реакцию $F_R = A$ (рис. 13.8. а), где длина сварного шва определяется из конструирования опорного узла при расчете приварки опорного раскоса и нижнего пояса. При конструировании верхнего узла горизонтальная сила $H=0$, так как при шарнирном опирании фермы рамные моменты равны нулю. Фланец верхнего узла делают тонким ($t_\phi = 8 - 10$ мм) возможно малой длины, расстояние между болтами (разрез Б-Б) принять достаточно большим ($b = 160-200$ мм), то он будет столь гибким, что не сможет воспринимать существенной по величине горизонтальной силы.

При жестком опирании фермы на колонну сварные швы приварки опорного ребра к фасонке рассчитываются на опорную реакцию F_R и внецентренно приложенную силу H (вследствие эксцентриситетности приложения силы H по отношению середины шва, см. рис 13.8, а)), т.е. на узел действуют опорная реакция - A , горизонтальная сила - H и узловой момент - $M=He$ где e - эксцентриситет равный расстоянию от ц. т. нижнего пояса до середины сварного шва.

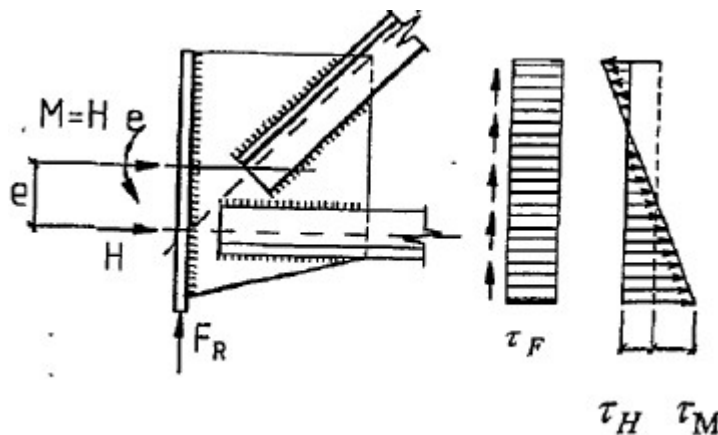


Рис.13.9. К расчету шва прикрепления фланца к фасонке

Проверка прочности сварного шва выполняется на действие равнодействующих напряжений:

$$\tau = \sqrt{(\tau_F)^2 + (\tau_H + \tau_M)^2} \leq R_w \gamma_w \gamma_c, \quad (13.4)$$

$$\text{где } \tau_F = F_R / (2\beta_f k_f l_{ш}) \leq R_w \gamma_w \gamma_c; \quad \tau_H = H / (2\beta_f k_f l_{ш}) \leq R_w \gamma_w \gamma_c; \\ \tau_M = 6He / (2\beta_f k_f l_{ш}^2) \leq R_w \gamma_w \gamma_c; \quad (13.5)$$

если $\beta_f R_{wf} < \beta_z R_{wz}$ - то расчет ведем по металлу шва, т.е в формулы вместо $R_w \gamma_w$ подставляем $R_{wf} \gamma_{wf}$ и если $\beta_f R_{wf} > \beta_z R_{wz}$ - то расчет ведем по металлу границы сплавления, т.е в формулы, вместо $R_w \gamma_w$ подставляем $R_{wz} \gamma_{wz}$; k_f - катет шва (обычно катетом шва задаются).

В узле крепления верхнего пояса сила H стремится оторвать фланец от колонны и вызывает его изгиб (рис.13.8, а) разрез Б-Б) В узле крепления верхнего пояса сила H стремится оторвать фланец от колонны и вызывает его изгиб (рис.13.8, а) разрез Б-Б). Болты, прикрепляющие фланец к колонне, работают на растяжение. Обычно при расчете задаются классом прочности болтов (принимают не ниже кл. 5.6) и их количеством $n= 4-8$. (обычно принимают $n = 4$). Определяют требуемую площадь одного болта по формуле:

$$A_{bn} = H/(nR_{bt}\gamma_c), \quad (13.6)$$

где R_{bt} - расчетное сопротивление болта растяжению. По требуемой площади принимают диаметр болта так, чтобы его площадь была больше требуемой, если диаметр болтов большой, надо принять болты более высокого класса прочности и повторить расчет. Болты в фланце необходимо располагать на минимальном расстоянии, т.е $b=b_{min}$ и по вертикали так, чтобы ц.т. болтового поля совпадал с линией действия силы H .

Фланец работает на изгиб. Момент во фланце определяется, как в защемленной балке пролетом b , равным расстоянию между болтами

$$M_{\text{фл}} = \frac{Nb}{8}. \quad (13.7)$$

Приравняв действующий момент несущей способности фланца на изгиб, определим его толщину

$$\frac{Nb}{8} = \frac{at_{\text{ф}}^2}{6} R_y \gamma_c, \quad \text{получим } t_{\text{ф}} \geq \sqrt{\frac{3Nb}{4aR_y \gamma_c}}, \quad \text{по сортаменту на листовую}$$

сталь принимаем $t_{\text{ф}}$, здесь a – высота фланца, принимается после конструирования узла, а именно после расчета сварных швов приварки уголков пояса к фасонке и размещения болтов по фланцу.

Если по каким – либо причинам не удастся законструировать данный узел, чтобы линия действия силы H проходила через центры сварного и болтового соединения, то швы и болты рассчитывают с учетом имеющегося эксцентриситета.

Возможны также другие решения прикрепления верхнего пояса фермы в рамных узлах рис. 13.8. б), в). В этих решениях требуется выполнение сварных швов на высоте, что является довольно трудоемкой операцией.

В высоких рамах с легкой кровлей и тяжелыми кранами рамный момент может быть другого знака, что вызывает появление в нижнем узле растягивающих усилий, отрывающих его от колонны. Требуется проверка нижнего узла на растяжение и установка распорок по нижнему поясу для обеспечения устойчивости пояса из плоскости фермы.

Содержание практических занятий по разделу . XIII

Практическое занятие №13 Конструирование и расчет опорных узлов ферм

Запроектировать жесткий узел сопряжения фермы с колонной сбоку. (рис. XIII.1) Высота формы на опоре равна 3050 мм. Рамный момент $M_p = 405 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Опорная реакция $F_R = 660 \text{ кН}$. Сталь С255 ($R_y = 240 \text{ МПа} = 24 \text{ кН/см}^2$). Толщина фасонки 10 мм, $\gamma_c = 1$.

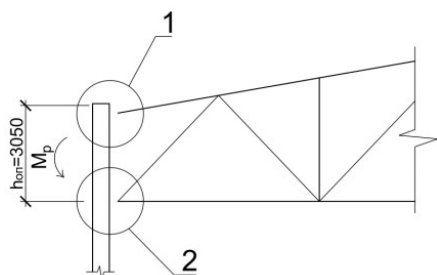


Рис. XIII.1. Узел сопряжения фермы с колонной

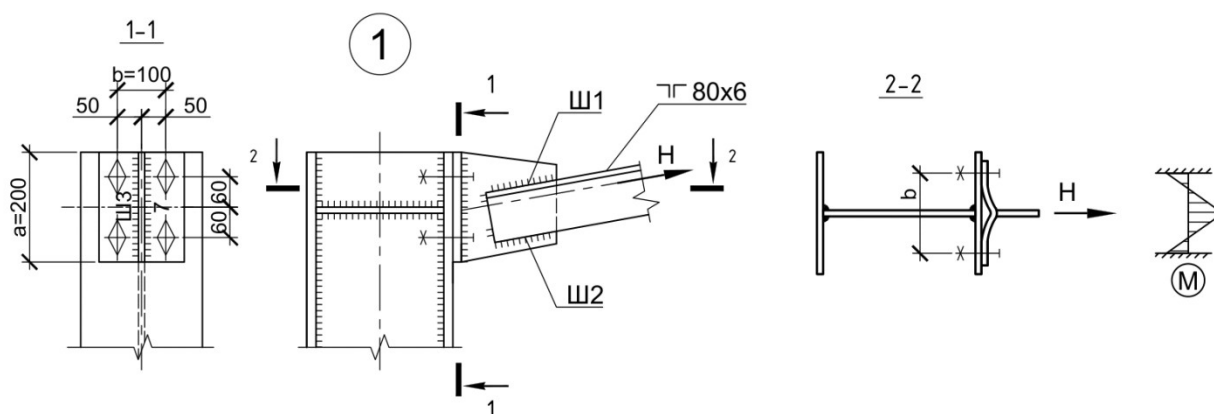


Рис. XIII.2. К расчету узла 1.

Узел 1. Конструкция узла приведена на рис. XIII.2. Уголки верхнего пояса 80х6.

Определяем горизонтальную силу $H = M_p / h_{on} = 405 / 3,05 = 132,8 \text{ кН}$, которая стремится оторвать фланец верхнего пояса от колонны (рис. XIII.1.)

Принимаем болты класса прочности кл.5.6. с $R_{bt} = 216 \text{ МПа} = 21,6 \text{ кН/см}^2$. Примем количество болтов $n = 4$.

Определяют требуемую площадь одного болта по формуле:

$$A_{bn} = H / (n R_{bt} \gamma_c) = 132,8 / (4 \cdot 21,6 \cdot 1) = 1,53 \text{ см}^2.$$

Принимаем болты М18, $A_{bn} = 1,92 \text{ см}^2$ (табл. 62[8]). Болты располагаем симметрично относительно осей узла в соответствии с табл. 39, [8].

Рассчитываем сварные швы приварки уголков к фасонке на усилии $H = 132,8 \text{ кН}$. В соответствии с табл. 55 и 56, [8], сварку выполняем сварочной

проволокой СВ-08, $R_{wf} = 180 \text{ МПа} = 18 \text{ кН/см}^2$ и $R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 37,0 = 16,65 \text{ кН/см}^2$ (табл.3, [8]). $\beta_f = 0,9$, $\beta_z = 1,05$ табл. 34, [8].

Определим :

$$\beta_f R_{wf} = 0,9 \cdot 18 = 16,237 \text{ кН/см}^2,$$

$$\beta_z R_{wz} = 1,05 \cdot 16,65 = 17,48 \text{ кН/см}^2.$$

Так как $\beta_f R_{wf} < \beta_z R_{wz}$ расчет сварных швов ведем по металлу шва.

Определим длины сварных швов, принимаем $k_f = 5 \text{ мм}$ (табл.38, [8]).

$$l_w^{об} = \frac{0,7H}{2\beta_f k_f^{об} R_{wf} \gamma_c} + 1 = \frac{0,7 \cdot 132,8}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 1} + 1 = 5,8 + 1 = 6,8 \text{ см},$$

$$l_w^n = \frac{0,3H}{2\beta_f k_f^n R_{wf} \gamma_c} + 1 = \frac{0,3 \cdot 132,8}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 1} + 1 = 2,5 + 1 = 3,5 \text{ см}.$$

Принимаем длину сварных швов по обушку и перу $l_w^{об} = l_w^n = 70 \text{ мм}$.

В масштабе 1:10 конструируем фасонку узла в соответствии с размерами вычисленных швов и расположением болтов, определяем размеры фланца.

Фланец работает на изгиб (см. рис. XIII.2).

$$M_{\phi n} = \frac{Nb}{8} = \frac{132,8 \cdot 10}{8} = 166 \text{ кН} \cdot \text{см}, \text{ и } t_{\phi} \geq \sqrt{\frac{3Nb}{4aR_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{3 \cdot 132,8 \cdot 10}{4 \cdot 20 \cdot 24 \cdot 1}} = 1,44 \text{ см},$$

принимаем $t_{\phi} = 18 \text{ мм}$;

здесь для стали С255, $R_y = 240 \text{ МПа} = 24 \text{ кН/см}^2$ (при $t = 10\text{-}20 \text{ мм}$)

Рассчитаем швы приварки фасонки к опорному ребру. Определим катет шва ШЗ

$$k_w = \frac{H}{2\beta_f l_w R_{wf} \gamma_c} + 1 = \frac{132,8}{2 \cdot 0,9 \cdot (20 - 1) \cdot 18 \cdot 1} = 0,21 \text{ см} = 2,1 \text{ мм},$$

Принимаем $k_w = 7 \text{ мм}$, (табл. 38, [8]).

Узел 2. Расчет и конструирование узла 2.

Конструкция узла приведена на рис. XIII.3.

Рассчитываем сварные швы приварки раскоса из двух уголков 110x8 и нижнего пояса из двух уголков 90x8, соответственно, на усилия N_2 и N_1 (аналогично, см. расчет – практическое занятие № 10), в масштабе конструируем опорный узел 2 (рис. XIII.3). Определяем длину опорного ребра $l_p = 450 + 15 = 465 \text{ мм}$. Принимаем ширину опорного ребра $b_p = 180 \text{ мм}$.

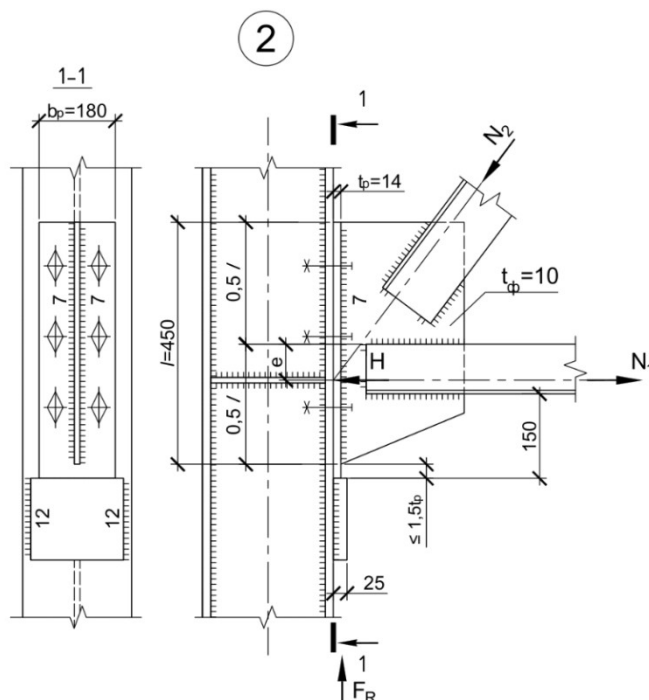


Рис. XIII.3. К расчету узла 2.

Толщину опорного ребра определяем по формуле (13.3) из условия смятия при наличии пригонки (табл. 52, [8].)

$$t_p = 660 / (18 \cdot 33,6 \cdot 1) = 1,09 \text{ см}, \text{ принимаем } t_p = 14 \text{ мм}.$$

Проверка прочности сварного шва выполняется на действие равнодействующих напряжений (см. 13.2.1):

$$\tau = \sqrt{(\tau_F)^2 + (\tau_H + \tau_M)^2} = \sqrt{13,7^2 + (2,45 + 2,05)^2} = 14,4 \leq R_w \gamma_w \gamma_c = 18 \text{ кН/см}^2,$$

$$\text{где } \tau_F = 132,8 / (2 \cdot 0,9 \cdot 0,7 \cdot 85 \cdot 0,9) = 13,7 \leq R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau_H = 132,8 / (2 \cdot 0,9 \cdot 0,7 \cdot (45 - 1)) = 2,45 \leq 18 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau_M = 6 \cdot 132,8 \cdot 6 / (2 \cdot 0,9 \cdot 0,7 \cdot 43^2) = 2,05 \leq 18 \text{ кН/см}^2,$$

где $e = 60$ мм – эксцентриситет приложения усилия $H = M_p / h_{on} = 405 / 3,05 = 132,8$ кН; $M = H \cdot e = 132,8 \cdot 6 = 796,8$ кН·м – момент относительно ц.т. шва; $k_w = 7$ мм, (табл. 38, [8]);

Прочность шва обеспечена.

Опорный столик принимаем толщиной $t_{op} = t_p + 10 = 14 + 10 = 24$ мм, принимаем $t_{op} = 25$ мм.

Определим высоту опорного столика из условия работы сварных швов на срез. Принимаем $k_w = 12$ мм, (табл. 38, [8]).

Так как $\beta_f R_{wf} < \beta_z R_{wz}$ расчет сварных швов ведем по металлу шва.

$$l_{ct} = \frac{1,3F_R}{2\beta_f k_w R_{wf} \gamma_c} + 1 = \frac{1,3 \cdot 660}{2 \cdot 0,9 \cdot 1,2 \cdot 18 \cdot 1} + 1 = 22,1 + 1 = 23,1 \text{ см},$$

принимаем высоту столика $l_{ct} = 240$ мм.

Раздел XIV. КОЛОННЫ КАРКАСА

Тема 14.1. Внецентренно–сжатые колонны сплошного сечения

В каркасах промышленных зданий могут применяться колонны трех типов: постоянного по высоте сечения, переменного по высоте сечения – ступенчатые и отдельные (рис 14.1 и 14.2).

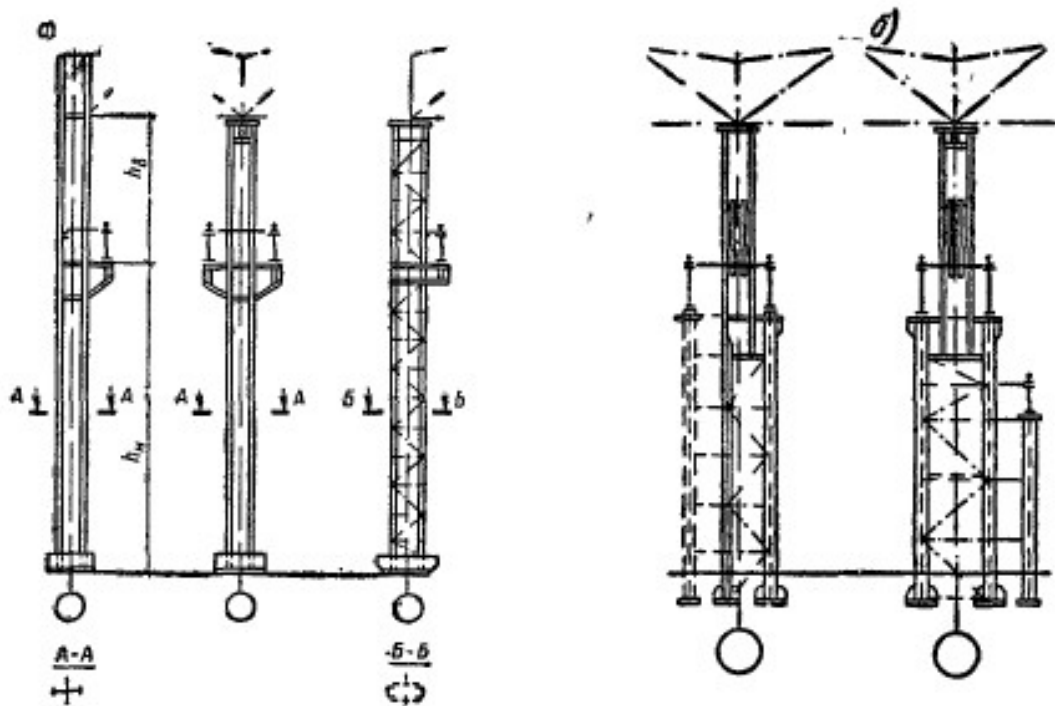


Рис. 14.1 Колонны производственных зданий
 а) – постоянного по высоте сечения; б) –раздельные колонны для расширения здания и низко расположенных тяжелых кранах.

Колонны постоянного по высоте сечения (рис. 14.1 а) обычно проектируют кранах грузоподъемностью до 15-20 т при небольшой высоте цеха (до 8-10м). В раздельных колоннах (рис. 14.1 б) подкрановую стойку проектируют из одног прокатного или сварного двутавра, связанной с шатровой (основной) колонной гибкими горизонтальными планками $t = 10-12$ мм, благодаря чему стойка работает на осевую силу с расчетной длиной в плоскости павы, равной расстоянию между планками. Применяют такие колонны, как правило, при установке кранов большой грузоподъемности и их

низком расположении или при реконструкции цеха и постановки новых кранов .

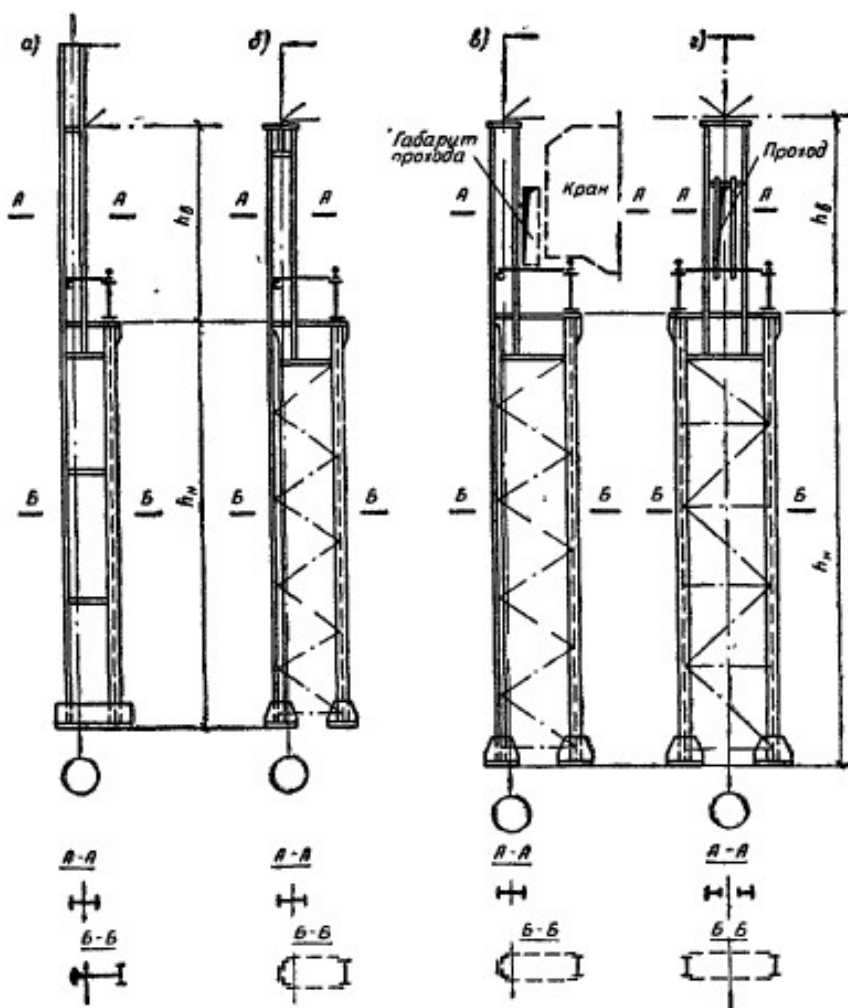


Рис. 14.2. Ступенчатые колонны производственных зданий
 а) – сплошного сечения; б) – сквозного; в) – с проходом сбоку колонны; г) – с проходом в стенке колонны.

Наибольшее распространение получили ступенчатые колонны сплошного и сквозного сечений (рис. 14.2 а), б)). Верхняя надкрановая часть колонн обычно проектируется симметричного сечения в виде составного сварного или прокатного двутавра. Подкрановую часть колонн крайних рядов здания чаще всего принимают несимметричного сечения, а средних – симметричного (рис. 14.2, г). Подкрановые ветви нижней части колонн всегда проектируют из двутавра. Здесь предпочтение следует отдавать прокатным профилям. Размеры сечения колонн, а также тип сечения (сплошная или сквозная колонны) назначают в соответствии с рекомендациями, приведенными в разделе XI.

14.1.1. Определение расчетной длины колонн

Колонну промышленного здания можно представить как стержень, подверженный ступенчатому сжатию с изгибом, имеющим жесткое защемление нижнего конца и упругое закрепление от поперечного смещения и поворота (при жестком присоединении ригеля) верхнего конца. Решить задачу устойчивости такого стержня довольно сложно, поэтому вводят ряд допущений: идеализируют условия опирания верхнего конца стержня, загружают силами в узлах и уступах, вводят значения осредненных коэффициентов.

В общем случае расчетная длина стержня определяется

$$l_{ef} = \mu l,$$

где μ зависит от закрепления концов колонны, ее типа, соотношения моментов инерции и нагрузки.

Для ступенчатых колонн жестких в нижней части и достаточно гибких в верхней, условия опирания верхнего конца на устойчивость колонны влияют мало, поэтому нормами проектирования предусмотрены четыре расчетные схемы опирания верхнего конца. Нижний конец колонны всегда считается защемленным (рис. 14.3)

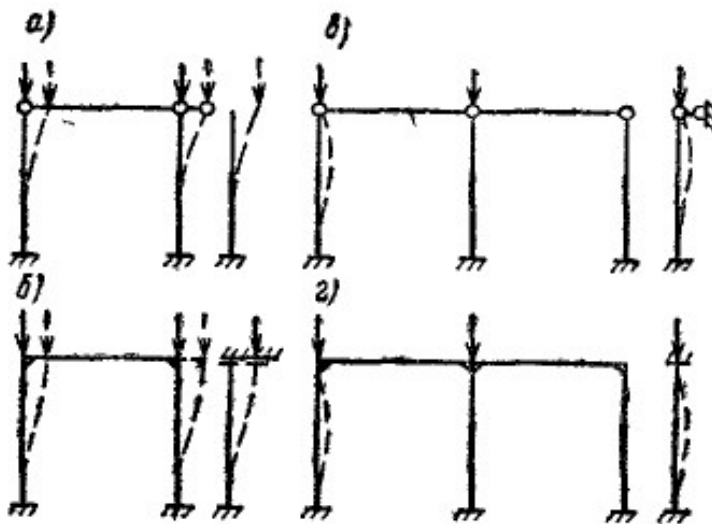


Рис. 14.3. К определению расчетных длин колонн

1. Колонны однопролетных рам с шарнирным опиранием ригеля (рис.14.3, а). Предполагается, что обе колонны находятся в одинаковых условиях и могут одновременно потерять устойчивость (удерживающего влияния второй колонны нет). Считается, что *конец колонны свободен*.

2. Колонны однопролетных рам с защемленным ригеля (рис.14.3, б). Обе колонны находятся в одинаковых условиях и могут одновременно потерять устойчивость, однако в отличие первого случая поворота концов не происходит. Считается, что *колонна имеет конец, закрепленный только от поворота*.

3. Колонны двух (и более) пролетных рам с шарнирным опиранием ригеля (рис.14.3, в). Считается, что момент потери устойчивости рассматриваемой колонны смещения ее верхнего конца не происходит (есть

только поворот), так как она удерживается другими устойчивыми колоннами. При такой схеме колонна имеет неподвижный шарнирно-опертый конец.

4. Колонны двух (и более) пролетных рам с защемленным ригеля (рис.14.3, з). При такой схеме колонна имеет неподвижный и закрепленный от поворота конец.

Расчетная длина ступенчатой колонны в плоскости ПРЦ (схемы а) и б), рис. 14.3) для нижней и верхней частей определяется по формулам

$$l_{ef, x1} = \mu_1 l_1; \quad (14.1)$$

$$l_{ef, x2} = \mu_2 l_2. \quad (14.2)$$

Где коэффициент расчетной длины μ_1 для нижнего участка колонн следует принимать по прил. 6, табл. 67 и 68, [8], соответственно, в зависимости от следующих параметров (рис. 14.4):

$$n = \frac{I_2 l_1}{I_1 l_2}; \quad \alpha_1 = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{I_1}{I_2 \beta}},$$

где $\beta = \frac{N_1}{N_2} = \frac{F_2 + F_1}{F_2}$.

Здесь F_2 – максимальное (рис.14.4) усилие, передаваемое на оголовок колонны от покрытия (кровля и снег);
 $F_1 = D_{max}$ – опорное давление кранов.
 Коэффициент расчетной длины для верхнего участка колонн определяется по формуле

$$\mu_2 = \mu_1 / \alpha_1 \leq 3.$$

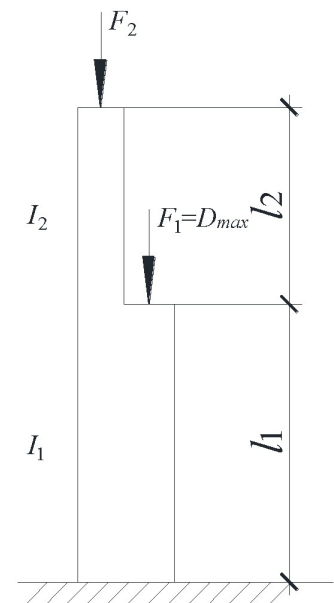


Рис.14.4. Обозначения для колонны

Для одноступенчатых колонн при соблюдении условий $l_2 / l_1 \leq 0,6$ и $N_1 / N_2 \geq 3$ значения μ_1 и μ_2 принимаются по [8], табл. 18.

При определении значений коэффициентов μ_1 и μ_2 следует помнить, что для однопролетных зданий с жестким сопряжением ригеля с колонной ее верхний конец закреплен только от поворота, т. е. возможно линейное смещение верха рамы.

Для двух (и более) пролетных рам (схемы в) и з), рис. 14.3) значение коэффициента μ_1 для нижнего участка колонны следует определять по формуле

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{\mu_{12}^2 + \mu_{11}^2(\beta - 1)}{\beta}},$$

где μ_{12}^2 - коэффициент расчетной длины нижнего участка при $F_1=0$;

μ_{11}^2 - коэффициент расчетной длины нижнего участка при $F_2=0$.

Значения μ_{12}^2 и μ_{11}^2 следует принимать по прил. 6, табл. 69 и 70, [8].

Расчетная длина колонн из плоскости рамы (в направлении вдоль здания) принимается равной расстоянию между закрепленными от смещения из плоскости точками (опорами колонн, подкрановых балок, узлами крепления связей и ригелей и т. д.). При этом должны учитываться фактические условия закрепления концов колонн.

Расчетная длина одноступенчатых колонн из плоскости ПРЦ для нижнего и верхнего участков колонны может быть определена по формулам

$$l_{ef, y1} = \mu_{y1} l; \quad (14.3)$$

$$l_{ef, y2} = \mu_{y2} (l_2 - h_{п.б}),$$

где $\mu_{y1} = 0,7$ – коэффициент расчетной длины при решении базы колонн, обеспечивающей их защемление из плоскости рамы;

$\mu_{y1} = 1,0$ – в остальных случаях;

$\mu_{y2} = 1,0$ – коэффициент расчетной длины для верхней части колонн;

$h_{п.б}$ – высота подкрановой балки.

14.1.2. Подбор сечения сплошных колонн

Сплошные колонны рекомендуется проектировать при высоте сечения $h \leq 1000$ мм. Типы сечений подкрановой и надкрановой частей ступенчатых колонн приведены на рис. 14.5.

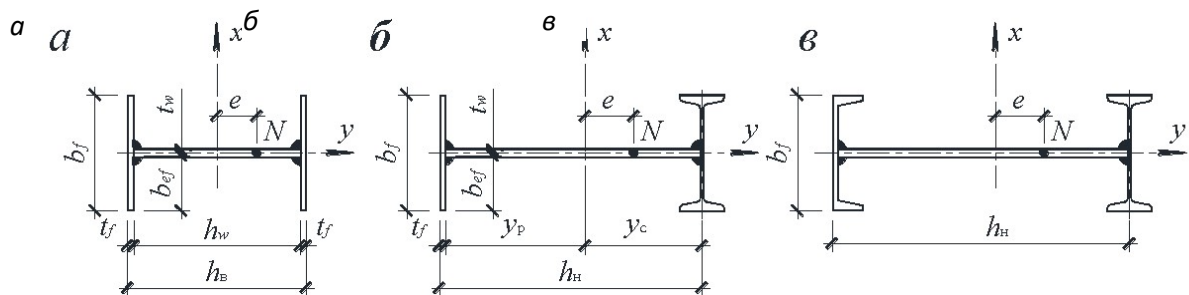


Рис. 14.5. Типы сечений сплошных колонн:

а – надкрановой части; *б*, *в* – подкрановой части колонн крайних рядов

Подбор сечения сплошных колонн начинают с ориентировочного определения требуемой площади сечения по формуле

$$A_{тр} = \frac{N}{\varphi_e R_y \gamma_c}, \quad (14.4)$$

где N – расчетное усилие в колонне;

R_y – расчетное сопротивление, принимаемое по табл. 51, [8];

γ_c – коэффициент условия работы, принимаемый при расчетах на устойчивость по табл. 6, [8];

φ_e – коэффициент, принимаемый по табл. 74, [8], в зависимости от

$$\overline{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} \text{ и } m_{ef} = \eta m_x;$$

$\lambda_x = l_{ef,x} / i_x$ – гибкость стержня относительно оси x (см. рис. 14.5);

$i_x \approx 0,42h$ – приближенное значение радиуса инерции сечения;

h – известная или принятая высота сечения колонны;

η – коэффициент влияния формы сечения, определяемый по табл. 73, [8], в зависимости от значений $\overline{\lambda}_x$ и m_x ;

$$m_x = \frac{e}{\rho_x} \text{ – относительный эксцентриситет;}$$

$e = \frac{M}{N}$ – эксцентриситет приложения силы относительно центра тяжести сечения;

$\rho_x \approx (0,35–0,40)h$ – приближенное значение ядрового расстояния относительно оси x .

Значение требуемой площади сечения можно также определить согласно по следующей формуле:

$$A_{гр} = \frac{N}{R_y \gamma_c} \left(1,25 + 2,2 \frac{e}{h} \right), \quad (14.5)$$

где $e = \frac{M}{N}$;

h – высота сечения колонны.

Далее с учетом сортамента металла komponуют сечение стержня колонны. Следует помнить, что в соответствии с сортаментом листовая сталь поставляется следующей толщины: от 8 до 12 мм с градацией через 1 мм, от 12 до 22 мм – через 2 мм и далее 25, 28, 30, 32, 36, 40 мм. При компоновке сечения необходимо также обеспечить местную устойчивость его элементов.

Обычно толщину стенки при компоновке сечения определяют из условия, чтобы отношение h_w / t_w было в пределах 60–120, при этом меньшие значения принимают при больших N и малых M , большие – в обратных случаях. Стенку обычно выполняют толщиной 8–16 мм. Окончательную проверку местной устойчивости стенки производят после подбора сечения.

При назначении сечения поясов нужно, чтобы отношение расчетной ширины свеса поясного листа (полки) b_{ef} (см. рис. 14.5, *a*) к толщине t_f не превышало значений, определяемых по формуле

$$b_{ef} / t_f = (0,36 + 0,10 \overline{\lambda}_x) \sqrt{E / R_y}. \quad (14.6)$$

Формула (14.6) справедлива при значениях $\bar{\lambda}_x = 0,8-4$. Обычно для предварительного подбора сечения толщину полки можно определить из выражений

$$t_f \geq \frac{b_{ef}}{0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}} \quad \text{или} \quad t_f \geq \frac{b_f}{\sqrt{\frac{E}{R_y}}},$$

где $2b_{ef} \approx b_f$.

Толщину полок обычно принимают $t_f = 10-40$ мм, причем $t_f > t_w$, и для обеспечения свариваемости необходимо соблюдение условия $t_f / t_w \leq 3$.

Для обеспечения устойчивости колонны из плоскости действия момента ширина полки принимается

$$b_f \geq (1/20 \dots 1/30) l_{ef,y}.$$

В колоннах несимметричного сечения (подкрановая часть) для удобства проектирования базы ширину ветвей рационально назначать одинаковой.

После компоновки сечения колонны определяют ее геометрические характеристики. Для колонн несимметричного сечения (см. рис. 14.5, б, в) предварительно определяют положение центра тяжести, после чего этого находят моменты инерции I_x, I_y и радиусы инерции

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}; \quad i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}.$$

Здесь A, I_x, I_y – фактическая площадь и моменты инерции скомпонованного сечения колонны.

По геометрическим характеристикам колонны определяют ее гибкость λ_x и $\bar{\lambda}_x$, коэффициенты $\eta, m_x, m_{ef}, \varphi_e$ и проверяют устойчивость стержня в плоскости действия момента по формуле

$$\frac{N}{\varphi_e A \gamma_c} \leq R_y \quad (14.7)$$

Здесь следует помнить, что при определении относительного эксцентриситета

$$m_x = \frac{e}{\rho_x} = \frac{M}{N} \cdot \frac{A}{W_c},$$

где W_c – это момент сопротивления сечения для наиболее сжатой точки.

Прочность внецентренно сжатых колонн, выполненных из стали с пределом текучести до 530 МПа, не подвергающихся непосредственному воздействию динамической нагрузки, при $\tau \leq 0,5R_y$ и $N / (AR_y) > 0,1$ следует проверять по формуле

$$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{c_x W_{x.n} \min R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (14.8)$$

где n и c_x принимаются по [8], прил. 5, табл. 66.

Расчет на прочность внецентренно сжатых колонн выполнять не требуется, если значение приведенного эксцентриситета $m_{ef} \leq 20$

и отсутствуют ослабления сечения и при одинаковых значениях изгибающих моментов, принятых в расчетах на устойчивость и прочность [8], п. 5.24.

Проверку устойчивости колонн из плоскости действия момента (относительно оси y) производят по формуле

$$\frac{N}{c\varphi_y A \gamma_c} \leq R_y, \quad (14.9)$$

где c – коэффициент, учитывающий влияние момента M_x на устойчивость внецентренно сжатого стержня, относительно оси y (изгибно-крутильная форма потери устойчивости), принимаемый по [8], п. 5.31;

φ_y – коэффициент продольного изгиба при центральном сжатии, определяемый по табл. 72, [8], в зависимости от $\lambda_y = l_{ef,y} / i_y$ и R_y ;

$l_{ef,y}$ – расчетная длина колонны из плоскости рамы.

Здесь нужно помнить, что при определении величины относительного эксцентриситета

$$m_x = \frac{M_x}{N} \frac{A}{W_c},$$

используемого для вычисления коэффициента c , за расчетный момент принимается момент в пределах средней трети длины колонны (но не менее половины наибольшего по длине стержня момента).

Если значение гибкости λ_y окажется больше наименьшего значения гибкости λ_c , при котором центрально сжатый стержень теряет устойчивость в упругой стадии ($\lambda_y > \lambda_c = 3,14 \cdot \sqrt{E/R_y}$), то коэффициент c не должен превышать:

– для стержней двутаврового сечения с двумя осями симметрии – значений, определяемых в соответствии с [8], п. 5.31;

– стержней двутаврового сечения с одной осью симметрии – значений, определяемых по [8], прил. 6, формула (173).

После выполненных проверок на устойчивость и прочность при необходимости (при недонапряжении колонны более чем на 5 % или при ее перенапряжении) производят корректировку сечения колонны и повторно делают проверки.

На следующем этапе расчета проверяют местную устойчивость полки и стенки сечения колонн.

Проверку местной устойчивости полки производят по формуле (14.6), в которой условная гибкость определяется по максимальной гибкости стержня относительно осей x или y :

$$\bar{\lambda} = \lambda_{\max} \sqrt{\frac{E}{R_y}}.$$

Проверку местной устойчивости стенки производят в соответствии с [8], п. 7.14 и 7.16. Так, если при расчете колонны основной проверкой на устойчивость являлась формула (14.7), т. е. $\sigma_x > \sigma_y$, то местная устойчивость стенки будет обеспечена, если отношение ее расчетной высоты h_{ef} к толщине t_w не будет превышать значений, $\bar{\lambda}_{tw} \sqrt{E/R_y}$, где условная гибкость $\bar{\lambda}_{tw}$

определяется по формулам табл. 27,[8]. Для сварных стержней колонн $h_{ef} = h_w$, где h_w – высота стенки. Если же основной проверкой на устойчивость являлся расчет колонн по формуле (14.9), т. е. $\sigma_y > \sigma_x$, то наибольшее отношение расчетной высоты стенки h_{ef} к толщине t_w , при котором местная устойчивость обеспечена, будет определяться в зависимости от значения $\alpha = \frac{\sigma - \sigma_1}{\sigma}$.

Здесь σ – наибольшее сжимающее напряжение у расчетной границы стенки, принимаемое со знаком «+» и вычисленное без учета коэффициентов φ_e и $s\varphi_y$ по формуле

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x} y_c;$$

σ_1 – соответствующее напряжение у противоположной границы стенки, определяемое по формуле

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M_x}{I_x} y_p.$$

Значения величин y_c и y_p в формулах для вычисления значений σ и σ_1 равны расстояниям от центра тяжести сечения до наиболее сжатой и противоположной точки стенки соответственно (см. рис. 14.5, б). При $\alpha \leq 0,5$ предельные значения h_{ef}/t_w принимаются такими же, как и для случая когда $\sigma_x > \sigma_y$. При $\alpha > 0,1$ отношение h_{ef}/t_w не должны принимать значений, определяемых по формуле

$$\frac{h_{ef}}{t_w} \leq 4,35 \sqrt{\frac{(2\alpha - 1)E}{\sigma(2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2})}}, \text{ и не более } 3,8 \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

где

$$\beta = 1,4(2\alpha - 1) \frac{\tau}{\sigma}, \quad \tau = Q / t_w h_w;$$

Где Q – поперечная сила в колонне, определяемая в зависимости от эпюры моментов, построенной для концов стержня колонны при одинаковых комбинациях расчетных нагрузок. При $0,5 < \alpha < 1,0$ предельные значения h_{ef}/t_w определяют по линейной интерполяции между значениями, вычисленными при $\alpha = 0,5$ и $\alpha = 1,0$.

Если стенка окажется неустойчивой, то можно увеличить ее толщину, что экономически невыгодно, или укрепить продольными ребрами жесткости (рис. 14.6, а). В этом случае части стенки между ребром и поясом рассматривают как самостоятельные пластинки и проверяют их устойчивость по указанной ранее методике. Момент инерции ребра относительно оси стенки должен быть

$$I_s \geq \sigma h_{ef} t_w^3.$$

Продольные ребра включаются в расчетное сечение колонны.

Постановка продольных ребер затрудняет изготовление колонны, поэтому их ставят редко. Обычно неустойчивую часть стенки шириной a (рис. 14.6, б)

считают выключившейся из работы и в расчетное сечение стержня вводят лишь полки и примыкающие к ним участки стенки длиной $h_{red} / 2$, для которых местная устойчивость обеспечена. Затем выполняется проверка общей устойчивости колонны по формуле (14.7) с подстановкой вместо A величины A_{red} , т. е. площади сечения колонны с устойчивыми участками стенки. Значения h_{red} и A_{red} определяют по п. 7.20, [1]. Все остальные характеристики определяют как для всего сечения.

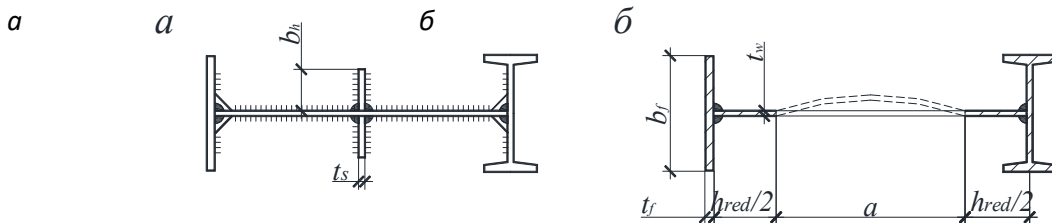


Рис. 14.6. К подбору сечения стержня сплошной колонны:
a – стенка укреплена продольными ребрами жесткости;
б – расчетное сечение колонны при тонкой (неустойчивой) стенке

Тема 14.2. Внецентренно–сжатые колонны сквозного сечения

Стержень сквозной колонны состоит из двух ветвей, соединенных между собой решеткой. Типы сечений сквозных колонн приведены на рис. 14.7.

Для крайних рядов колонн обычно проектируют колонны несимметричного сечения (рис. 14.7, *a*), а для средних – симметричного (рис. 14.7, *б*). Сквозная колонна работает как ферма с параллельными поясами (ветвями). Пояса воспринимают продольную силу N и изгибающий момент M , а решетка – поперечную силу Q .

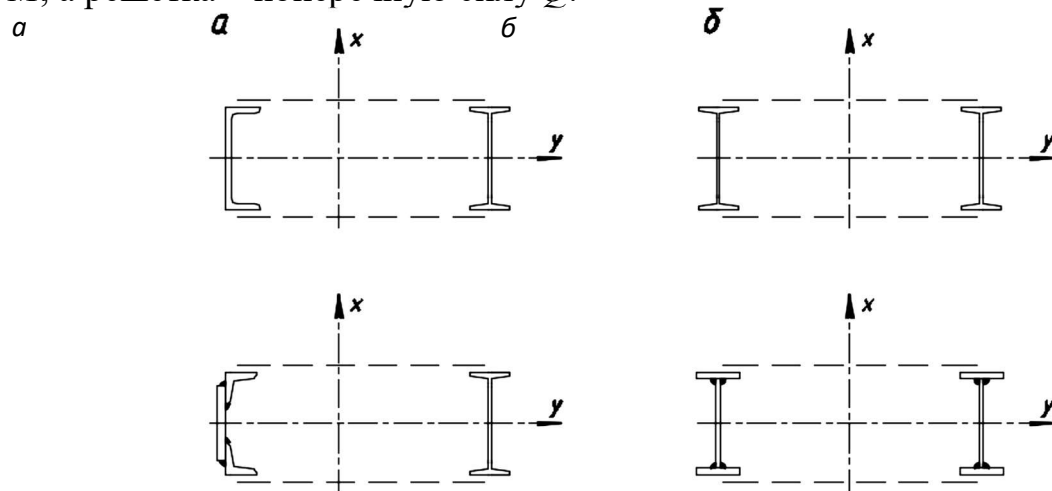


Рис. 14.7. Типы сечений сквозных колонн:
a – несимметричные; *б* – симметричные

Расчетные усилия N и M для подбора сечения ветвей колонны определяют из таблицы комбинаций усилий. При их определении исходят из того, что положительный момент ($+M$) догружает наружную ветвь, а отрицательный ($-M$) – подкрановую ветвь (рис. 14.8).

В общем случае продольные усилия в ветвях определяются по формулам

$$N_{B1} = \left| N_1 \frac{y_2}{h_0} + \frac{M_1}{h_0} \right|; \quad (14.10)$$

$$N_{B2} = \left| N_2 \frac{y_1}{h_0} + \frac{M_2}{h_0} \right|, \quad (14.11)$$

где y_1 и y_2 – соответственно расстояния от центра тяжести сечения колонны до центра тяжести соответствующей ветви.

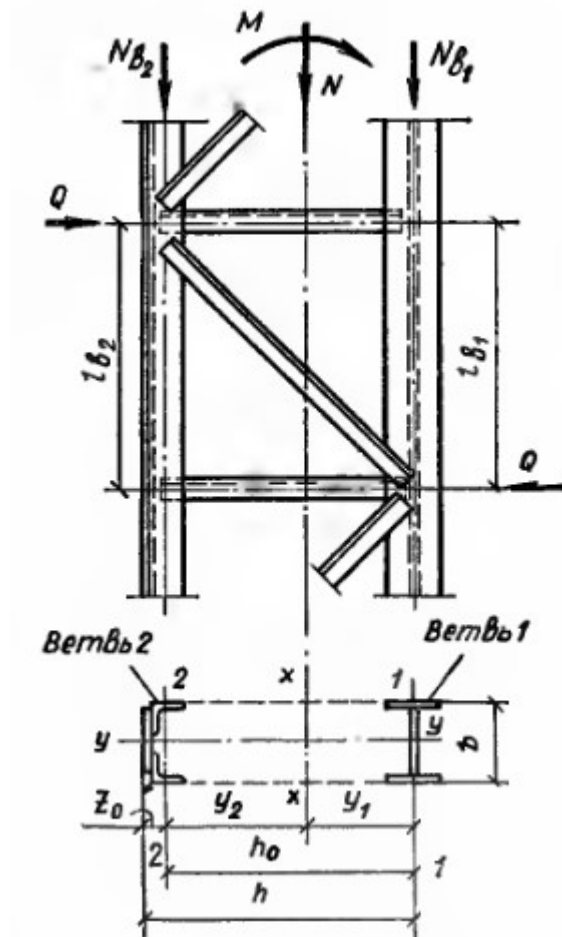


Рис. 14.8. К расчету сквозной колонны

Так как заранее положение центра тяжести сечения неизвестно, то в первом приближении можно принимать $y_1 = 0,45h_0$; $y_2 = 0,55h_0$, а $h_0 = h$.

Определив ориентировочные усилия в ветвях, находят требуемые площади ветвей:

$$A_{b1} = \frac{N_{b1}}{(0,7-0,9)R_y\gamma_c}, \quad (14.12)$$

$$A_{b2} = \frac{N_{b2}}{(0,7-0,9)R_y\gamma_c},$$

где R_y – расчетное сопротивление стали, принимаемое в зависимости от марки стали по табл. 50 и 51, [1];

$\gamma_c = 1$ – коэффициент условия работы, принимаемый по [1], табл. 6.

По найденной площади komponуют сечения ветвей, принимая их ширину

$$b \geq \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{30}\right) l_{ef,y}$$

Ветви колонны работают на центральное сжатие, поэтому все требования местной устойчивости для стенки и полок и условие свариваемости элементов принимаются так же, как и для центрально сжатых колонн (см. тему 9.1).

Подкрановую ветвь рекомендуется проектировать из прокатных обыкновенных или широкополочных двутавров, реже – из сварных составных, а наружную ветвь – из прокатных или гнутых швеллеров или составного сечения – из листа и уголков (см. рис. 14.8).

Скомпоновав сечения ветвей, определяют их фактическую площадь A_{b1} и A_{b2} , положение центра тяжести наружной ветви (расстояние y_0) и центр тяжести всего сечения, уточняют расстояния y_1 и y_2 и определяют $h_0 = h_n - y_0$.

После этого по формулам (14.10) и (14.11) корректируют продольные усилия в ветвях и определяют геометрические характеристики сечения обеих ветвей и всего сечения в целом. Назначают тип решетки, а также, приняв угол подхода раскосов к ветвям α близким к 45° , определяют расстояния между узлами решетки l_{b1} и l_{b2} (см. рис. 14.8). Затем выполняют проверку устойчивости подкрановой и наружной ветвей колонны в обеих плоскостях, как работающих на центральное сжатие, по формулам:

в плоскости колонны (рамы)

$$\frac{N_{b1}}{\varphi_1 A_{b1}} \leq R_y \gamma_c,$$

$$\frac{N_{b2}}{\varphi_2 A_{b2}} \leq R_y \gamma_c;$$

из плоскости колонны (рамы)

$$\frac{N_{b1}}{\varphi_{y1} A_{b1}} \leq R_y \gamma_c,$$

$$\frac{N_{b2}}{\varphi_{y2} A_{b2}} \leq R_y \gamma_c$$

где φ_1 и φ_2 – коэффициенты продольного изгиба ветвей относительно собственных осей 1–1 и 2–2, определяемые по условной гибкости ветвей

$\bar{\lambda}_1 = \lambda_1 \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ и $\bar{\lambda}_2 = \lambda_2 \sqrt{\frac{R_y}{E}}$; здесь $\lambda_1 = \frac{l_{b1}}{i_1}$ и $\lambda_2 = \frac{l_{b2}}{i_2}$ – гибкости ветвей (см. п.5.3,[8];

i_1 и i_2 – радиусы инерции сечения ветвей относительно осей 1–1 и 2–2 (см. рис. 14.8);

φ_{y1} и φ_{y2} – коэффициенты продольного изгиба ветвей относительно оси y , определяемые по условной гибкости $\overline{\lambda}_{y1} = \lambda_{y1} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ и $\overline{\lambda}_{y2} = \lambda_{y2} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$; здесь $\lambda_{y1} = \frac{l_{ef,y1}}{i_{y1}}$ и $\lambda_{y2} = \frac{l_{ef,y2}}{i_{y2}}$ – гибкости ветвей относительно оси y (см. п.5.3,[8];

$l_{ef,y1}$ – расчетная длина ветвей из плоскости колонны, определяемая по формуле (14.3);

i_{y1} и i_{y2} – радиусы инерции сечения ветвей относительно оси y .

Так же значения $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_{y1}, \varphi_{y2}$ - можно определять по соответствующим значениям гибкостей и R_y по табл.72, [8].

По выполненным проверкам устойчивости ветвей колонны оценивают принятое сечение, при необходимости корректируя его площадь, при этом стремясь, чтобы недонапряжение для ветвей было минимальным. Перенапряжение ветвей не допускается.

Следующим этапом расчета сквозной колонны является подбор сечения элементов решетки. Решетку обычно проектируют из уголков, располагаемых по граням ветвей колонны. Расчет решетки ведут в соответствии с п. 5.8, [8] на большую из фактической и условной поперечных сил. Фактическое значение поперечной силы принимается из статического расчета рамы, а условное значение определяют по формуле (9.2), раздела IX.

Усилия в раскосах решетки вычисляют по выражению

$$N_d = \frac{Q_{\max}}{2 \sin \alpha}, \quad (14.13)$$

где α – угол между ветвями колонны и раскосами (см. рис. 14.8).

Усилия в стойках

$$N_{ст} = \frac{Q_{\max}}{2}. \quad (14.14)$$

Подбор сечения раскосов и стоек производят как для центрально сжатых элементов по формуле (9.3), раздела IX, где согласно [8], табл. 6, значение коэффициента $\gamma_c = 0,75$, а значение гибкости $\lambda_d = \frac{l_d}{i_{d,\min}}$, $\lambda_{ст} = \frac{l_{ст}}{i_{ст,\min}}$, здесь l_d и $l_{ст}$ – расчетная длина раскосов и стоек, равная расстоянию между узлами решетки, а $i_{d,\min}$ и $i_{ст,\min}$ – радиусы инерции сечения элементов решетки относительно оси с минимальной жесткостью. Предельная гибкость для стержней решетки колонны $[\lambda] = 210 - 60\alpha$.

Заключительным расчетом для запроектированного сечения сквозной колонны является проверка его устойчивости как единого стержня на обе комбинации M и N в плоскости действия момента по формуле

$$\frac{N}{\varphi_e A} \leq R_y \gamma_c$$

где $A = A_{B1} + A_{B2}$ – площадь сечения колонны;

φ_e – коэффициент снижения расчетного сопротивления при внецентренном сжатии, принимаемый по [8], табл. 75, в зависимости от параметров $\overline{\lambda}_{ef}$ и m_x ;

$\overline{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ – условная приведенная гибкость;

$m_x = e \frac{Aa}{I_x} = \frac{M}{N} \frac{Aa}{I_x}$ – относительный эксцентриситет;

a – расстояние от центра тяжести сечения до оси наиболее сжатой ветви колонны;

I_x – момент инерции всего сечения колонны относительно оси x ;

$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha_1 \frac{A}{A_d}}$ – приведенная гибкость колонны (см. [8], табл. 7);

$\lambda_x = \frac{l_{ef, x1}}{i_x}$, $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$ – гибкость и радиус инерции всего сечения колонны

относительно оси x ;

$l_{ef, x1}$ – расчетная длина колонны;

A_d – суммарная площадь сечения двух раскосов;

$\alpha_1 = 10 \frac{l_d^3}{l_b h_0^2}$ – коэффициент;

M и N – изгибающий момент и продольная сила, соответственно догружающие наружную (M_2 и N_2) или подкрановую (M_1 и N_1) ветви колонны.

Проверка устойчивости сечения сквозной колонны как единого стержня из плоскости действия момента не проводится, поскольку она обеспечена устойчивостью отдельных ветвей относительно оси y .

Для увеличения сопротивляемости сквозной колонны скручиванию по длине стержня не реже чем через 4 м дополнительно устанавливают диафрагмы, посредством сварки прикрепляемые к ветвям колонны и элементам решетки.

Тема 14.3. Конструкция и расчет основных узлов колонн

14.3.1. Узлы сопряжения верхней и нижней частей колонны, подкрановые консоли

В ступенчатых колоннах сопряжение верхней части с нижней осуществляется посредством траверсы, которую, как правило, проектируют одностенчатой. Конструктивные решения таких сопряжений приведены на рис. 14.9.

Одностенчатая траверса может быть выполнена с монтажным соединением верхней части колонны выше (рис. 14.9, б) или в уровне уступа (рис. 14.9, а). В первом случае полки надкрановой части колонны имеют прорези (деталь 1), в которые устанавливают траверсу.

Вертикальное давление подкрановых балок (D_{\max}) передается на траверсу через горизонтальные распределительные листы толщиной $t_{пл} = 25\text{--}30$ мм. Нижний пояс траверсы, а также горизонтальные ребра обычно выполняют

толщиной $t = 10-14$ мм. Высоту траверсы рекомендуется принимать $h_{тр} = (0,5-0,8)h_n$.

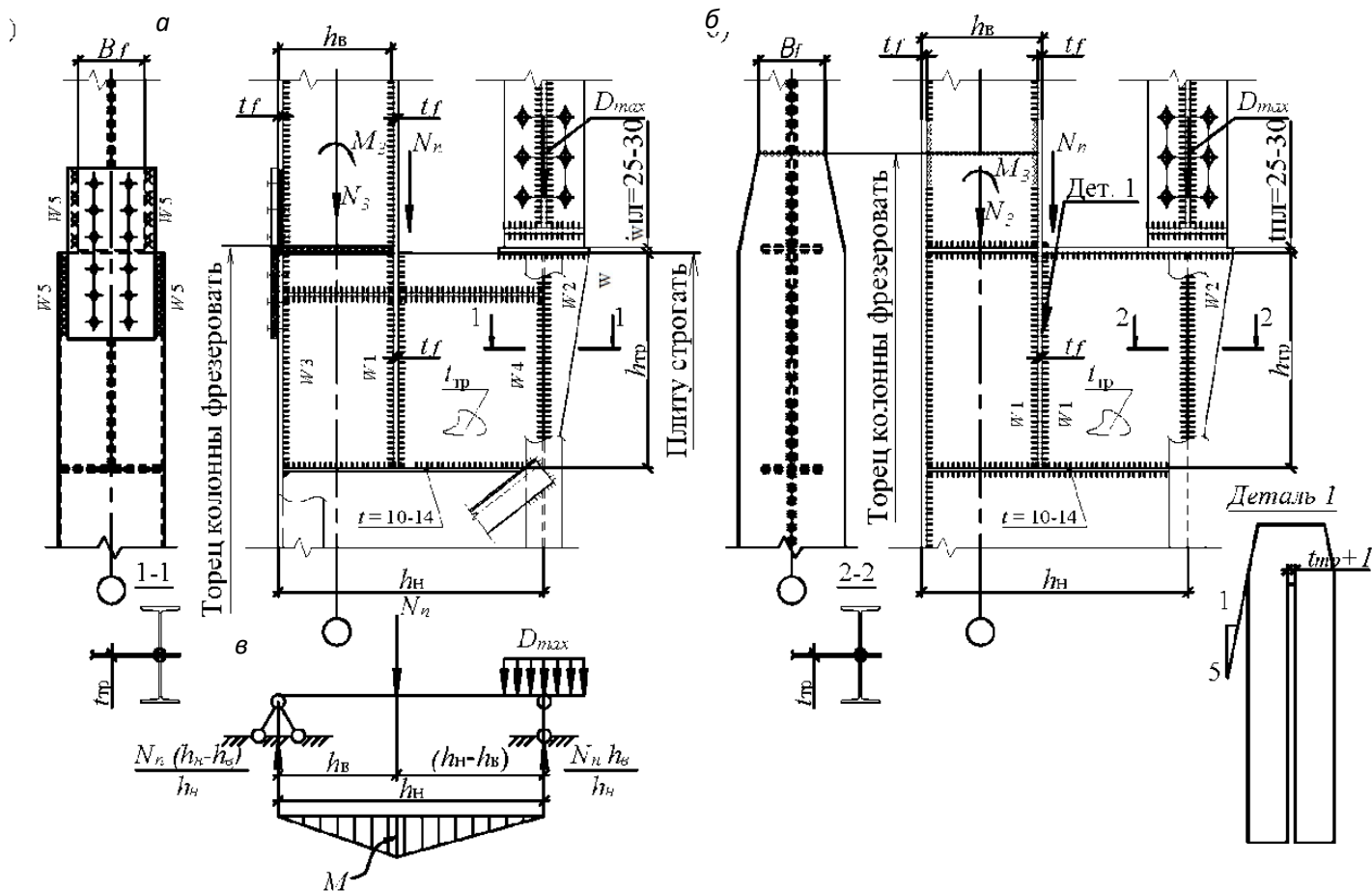


Рис. 14.9. Узлы сопряжений верхней и нижней частей колонн: а – сквозных; б – сплошных; в – расчетная схема траверсы

Толщину траверсы назначают из условия ее работы на смятие от действия силы D_{max} по формуле

$$t_{тр} \geq \frac{D_{max}}{l_{ef} R_p \gamma_c}, \quad (14.15)$$

где $l_{ef} = b_p + 2t_{пл}$ – расчетная длина сминаемого участка траверсы;

b_p – ширина опорного ребра подкрановой балки;

R_p – расчетное сопротивление смятию (при наличии пригонки), принимаемое по табл. 52* [8];

$\gamma_c = 1$ – коэффициент условий работы.

Одностенчатую траверсу сквозной колонны рассчитывают как однопролетную балку с пролетом, равным h_n (рис. 14.9, в). Нагрузка на траверсу от верхнего участка колонны передается в виде сосредоточенной силы (в запас прочности), приложенной по оси внутренней полки верхней части колонны

$$N_n = \frac{N_3}{2} + \frac{M_3}{h_b},$$

где N_3 и M_3 – продольная сила и изгибающий момент в уровне уступа колонны;

h_b – высота сечения верхней части колонны.

Траверсу проверяют на изгиб и срез по формулам

$$\frac{M_{тр}}{W_{тр}} \leq R_y \gamma_c, \quad (14.16)$$

$$\frac{Q_{тр}}{h_{тр} t_{тр}} \leq R_s \gamma_c, \quad (14.17)$$

Здесь $M_{тр} = \frac{N_{п} h_b}{h_n} (h_n - h_b)$ – изгибающий момент в траверсе;

$Q_{тр} = \frac{N_{п} h_b}{h_n} + 0,5 D_{max}$ – максимальная поперечная сила;

$W_{тр}$ – минимальный момент сопротивления траверсы.

Сварные швы W1, рассчитывают на усилие в полке $N_{п}$. Максимальную расчетную длину сварного шва принимают не более $l_w^{max} = 85 \beta_{f(z)} k_f$.

Крепление траверсы к стенке ветви колонны (швы W4) рассчитывают на суммарную реакцию

$$N_1 = \frac{N_{п} h_b}{h_n} + 0,5 D_{max},$$

а швы W2 – на $0,5 D_{max}$. Если крепление траверсы к ветви колонны осуществляется через прорезь в стенке (см. рис. 14.9, б, сечение 2–2), то сварные швы рассчитываются на полную суммарную реакцию

$$N = \frac{N_{п} h_b}{h_n} + D_{max}.$$

На эту же силу N касательные напряжения в стенке колонны в месте опирания траверсы необходимо проверить по формуле

$$\tau = \frac{N}{2 h_{тр} t_w} \leq R_s \gamma_c,$$

t_w – толщина стенки ветви колонны.

При $\tau_w > R_s \gamma_c$ необходимо делать более толстую вставку в стенке ветви колонны. Сварные швы W3 принимают такими же, как швы W4. Вертикальную накладку и сварные швы по одну сторону стыка W5 обычно рассчитывают на несущую способность полки $N_f = A_f R_y \gamma_c$, где A_f – площадь полки верхней части колонны.

В сплошных колоннах на D_{max} из условия смятия определяют толщину вставки (траверсу), а также находят размеры сварных швов W1 (см. рис. 14.9, б). Остальные размеры швов определяют так же, как и для сквозных колонн.

Подкрановые консоли колонн постоянного по высоте сечения приведены на рис. 14.10. В сплошных колоннах проектируют одностенчатые

консоли двутаврового сечения, в сквозных – консоль выполняют из двух швеллеров, приваренных у ветвям (рис.14.10, б).

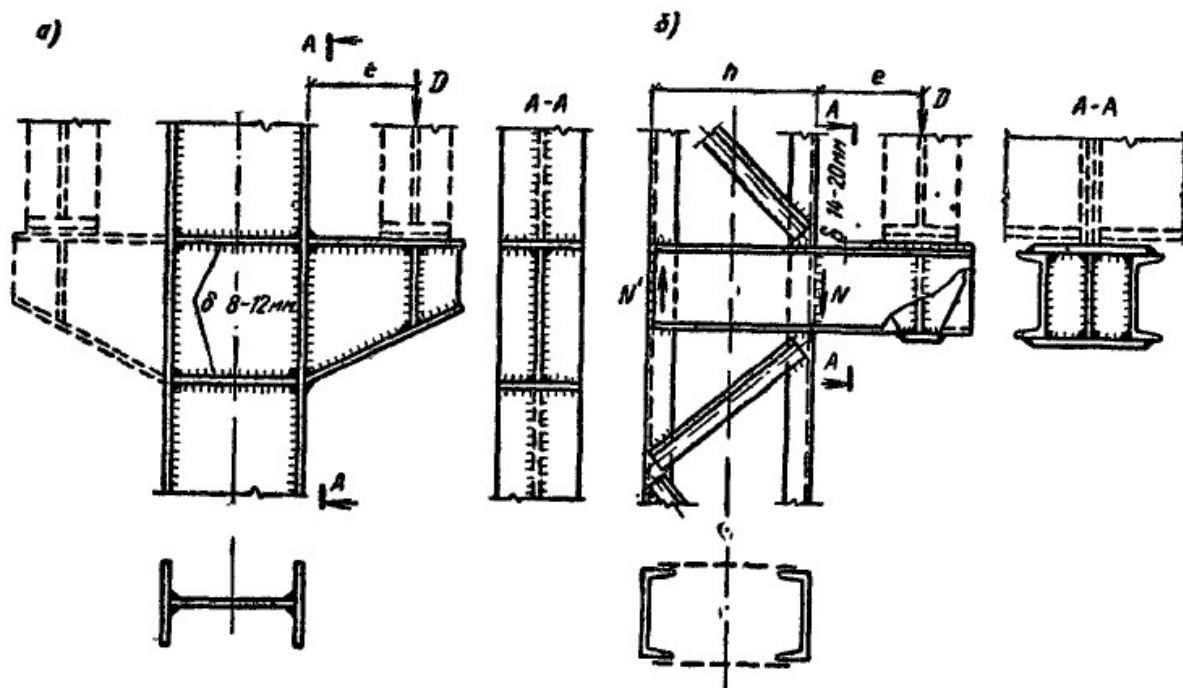


Рис. 14.10 Подкрановые консоли
а – сплошной колонны; б, – сквозной колонны

Консоли сплошного сечения и швы (рис. 14.10,а) рассчитывают на изгибающий момент $M=De$ и срез поперечной силой равной D . Напряжения проверяют у основания консоли и в швах ее крепления, предполагая, что изгибающий момент воспринимается только поясами, а поперечная сила $Q=D$ воспринимается стенкой.

Консоли из швеллеров в сквозных колоннах также проверяются на действие момента $M=De$ и поперечной силы $Q=D$. Усилия в швах находят по правилу рычага: для швов на внутренней ветви и для швов наружной ветви они будут соответственно следующими (рис. 14.10, б)

$$N=D(h+e)/h \text{ и } N^I=De/h.$$

При опирании каждой из подкрановых балок на свою консоль (рис. 14.10, а) последнюю рассчитывают на наибольшую реакцию подкрановой балки.

14.3.2. Конструкция и расчет баз внецентренно сжатых колонн

База является весьма ответственной и в то же время сложной и трудоемкой частью колонны. Решение базы зависит от типа сечения и мощности колонны.

Базы сквозных колонн. Примеры конструктивных решений баз сквозных колонн приведены на рис. 14.11.

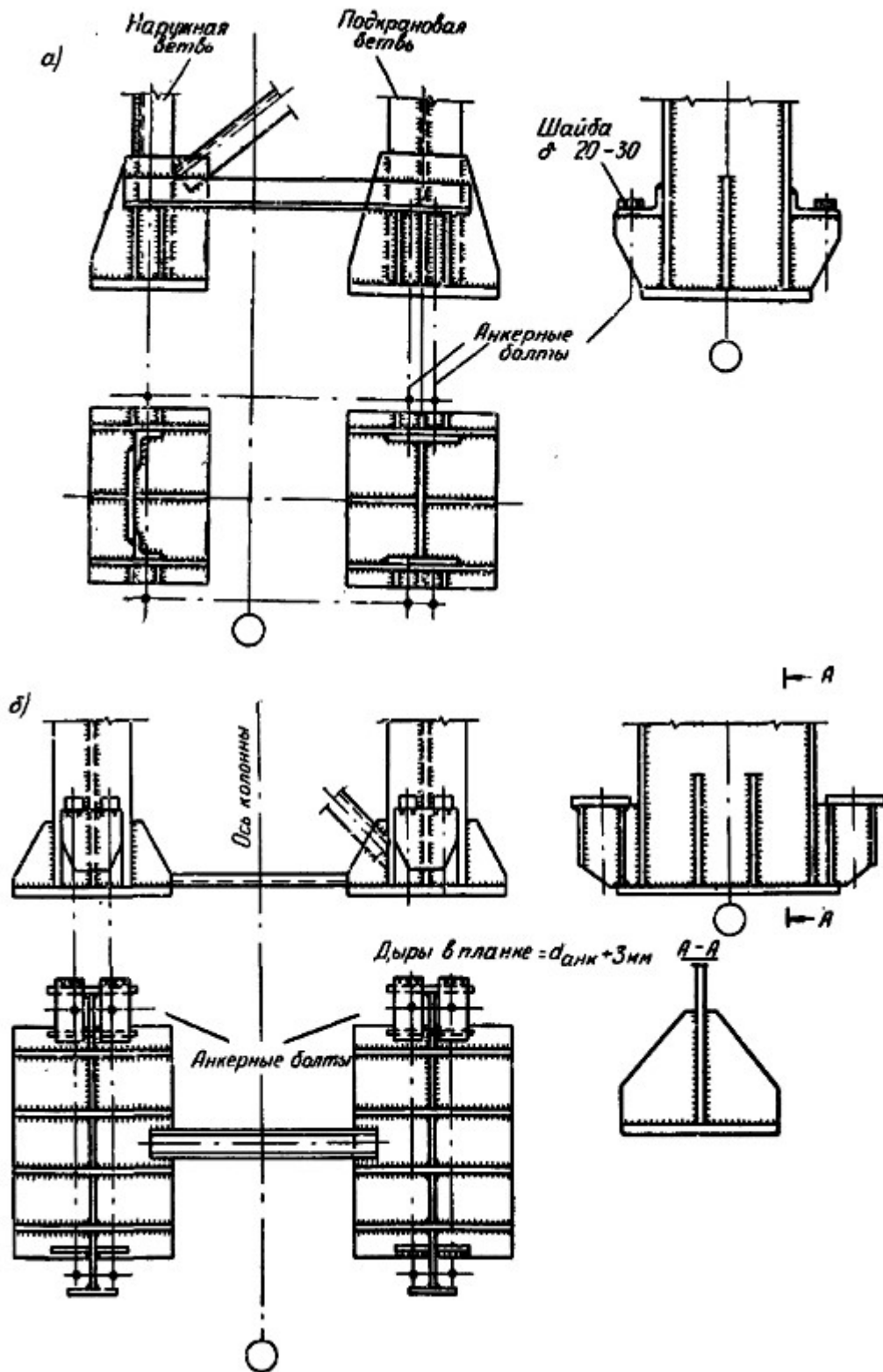


Рис.14.11. Раздельные базы сквозных колонн
 а) – наружного ряда; б) – мощной среднего ряда.

Для сквозных колонн большой ширины применяют, как правило, раздельные базы. Расчет и конструирование базы под каждую ветвь производят по наибольшему сжимающему усилию в ветви (рис. 14.12), которые определяют по формулам (14.10) и (14.11). В формулах значения M и N принимаются непосредственно для места сопряжения колонны с

фундаментом. Расчет базы под каждую ветвь проектируют так же, как и для центрально сжатых колонн (см. п. 9.3.1). Толщину плит, высоту и толщину траверс принимают одинаковыми по максимальным значениям.

В базах колонн с несимметричным сечением ветвей необходимо центр опорной плиты совмещать с центром тяжести сечения ветви, а анкерные болты размещать на оси, проходящей через этот центр, иначе в ветви колонны возникнет дополнительный изгибающий момент.

При больших значениях моментов M , отрывающих ветвь, и незначительных продольных силах N в ветвях колонны могут возникнуть растягивающие усилия, отрывающие базу ветви от фундамента

$$N_a = \frac{M - Ny_i}{h_0}, \quad (14.18)$$

где y_i - расстояние от ц.т. сечения колонны до оси противоположной ветви.

Для восприятия этих усилий устанавливаются анкерные болты, где требуемая площадь одного болта нетто для данной ветви

$$A_{a,нт} = \frac{N_a}{nR_{ba}\gamma_c}, \quad (14.19)$$

где R_{ba} - расчетное сопротивление анкерного болта; n - количество болтов, устанавливаемых для базы ветви колонны.

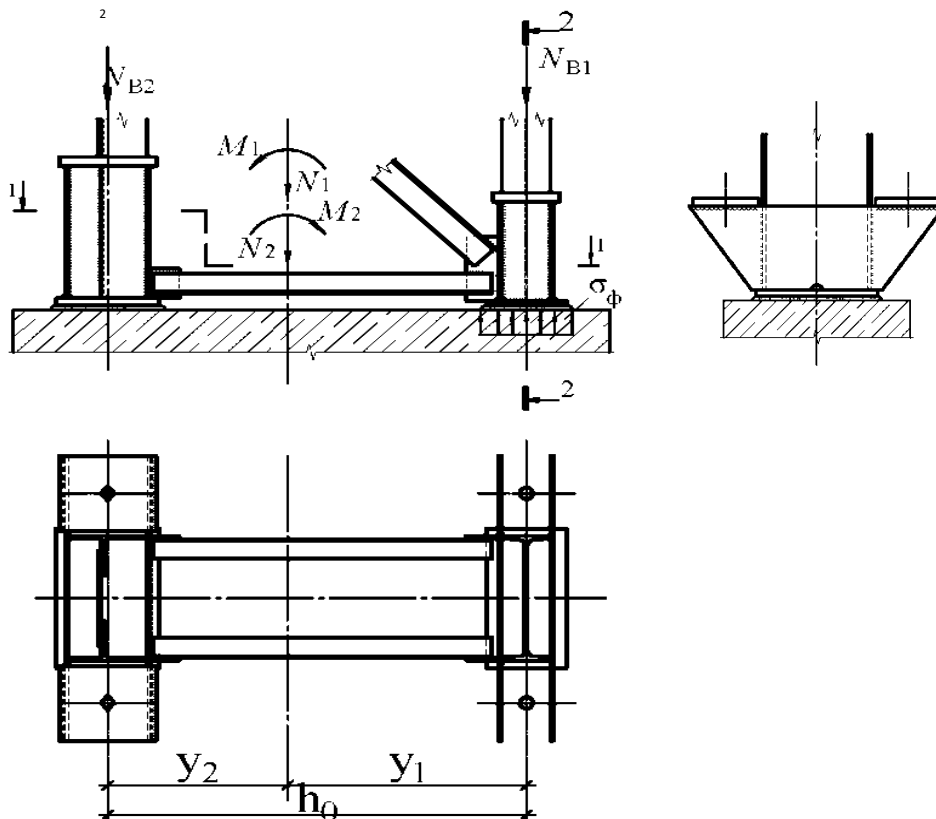


Рис. 14.12. К расчету базы внецентренно сжатой сквозной колонны

Базы сплошных колонн.

Некоторые типы баз внецентренно сжатых колонн приведен на рис. 14.13. и 14.14. Расчет базы колонны выполняют в той же последовательности, что и центрально-сжатой колонны. Вначале определяют расчетное сопротивление бетона смятию f_{cud} (см. п. 9.3.1)

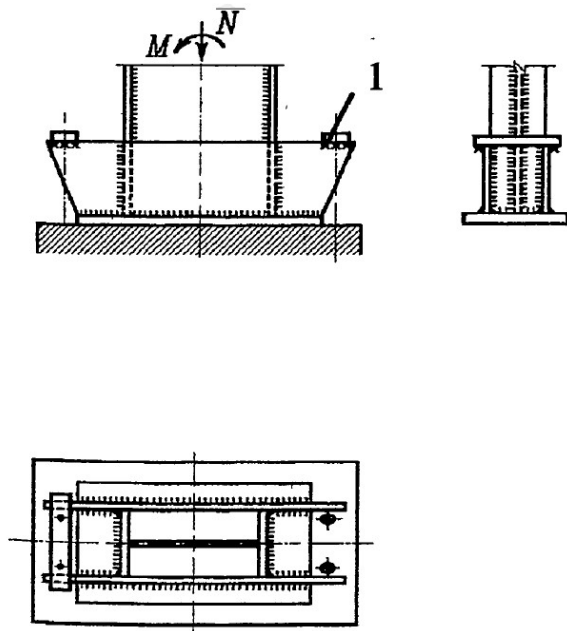


Рис. 14.13. База сплошной колонны
1 – анкерная плитка

База внецентренно сжатых сплошных колонн оказывает неравномерное давление на поверхность фундамента. В направлении действия момента под опорной плитой базы возникают сжимающие напряжения, а с противоположной стороны плита стремится оторваться от поверхности фундамента (рис. 14.14). Этому отрыву препятствуют анкерные болты, которые работают на растяжение. Расчет базы производится на невыгоднейшую комбинацию усилий N и M , дающих наибольшее сжатие бетона у края плиты.

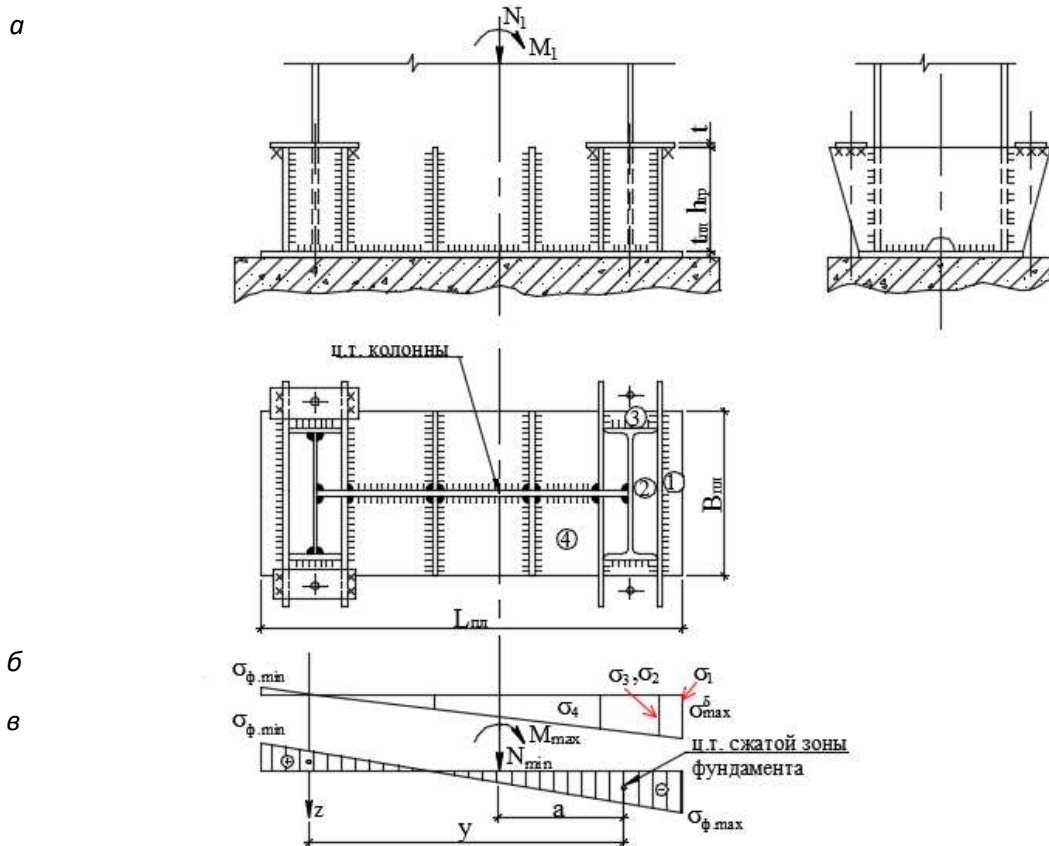


Рис. 14.14. К расчету баз сплошных внецентренно сжатых колонн

Расчет базы внецентренно сжатых сплошных колонн выполняют в соответствии с указаниями п. 9.3.1. Зная расчетное сопротивление бетона смятию $f_{суд}$ и задавшись шириной плиты $B_{пл}$, определяют ее требуемую длину $L_{пл}$ по формуле

$$L_{пл} = \frac{N}{2B_{пл}f_{суд}\alpha_u} + \sqrt{\left(\frac{N}{2B_{пл}f_{суд}\alpha_u}\right)^2 + \frac{6M}{B_{пл}f_{суд}\alpha_u}}.$$

Приняв размеры плиты (рекомендуется $B_{пл}$ и $L_{пл}$ принимать кратно 50мм), определяем наибольшее и наименьшие напряжения в бетоне фундамента по краям плиты базы (рис. 14.14, б) по следующим формулам:

$$\sigma_{\phi \max} = \frac{N_1}{A_{пл}} + \frac{M_1}{W_{пл}} = \frac{N_1}{B_{пл}L_{пл}} + \frac{6M_1}{B_{пл}L_{пл}^2} \leq f_{суд} \alpha_u; \quad (14.20)$$

$$\sigma_{\phi \min} = \frac{N_1}{A_{пл}} - \frac{M_1}{W_{пл}} = \frac{N_1}{B_{пл}L_{пл}} - \frac{6M_1}{B_{пл}L_{пл}^2} \leq f_{суд} \alpha_u. \quad (14.21)$$

Так же, как и в центрально сжатых колоннах, траверсы, ребра жесткости и диафрагмы расчленяют плиту на участки 1, 2, 3, 4 (консольные, опертые по трем и четырем сторонам), рис. 14.14, а. При этом считают (несколько в запас прочности), что плита на каждом участке нагружена равномерно распределенным реактивным давлением фундамента, равным максимальному напряжению, действующему на данном участке ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4$, см. рис.

14.14, б). Изгибающие моменты для каждого из участков определяют по формулам (8.21)–(9.25). По максимальному из них по формуле (8.26) определяют толщину плиты.

Траверсу, диафрагмы и ребра жесткости принимают толщиной $t = 10\text{--}16$ мм. Их сечения и крепления рассчитывают на усилия, определяемые с соответствующих грузовых площадей, так же, как и для баз центрально сжатых колонн.

Анкерные болты рассчитывают из предположения, что растягивающая сила $Z=N_a$ (рис. 14.14, в) полностью воспринимается анкерными болтами, находящимися на одной стороне базы. Это усилие может быть определено по следующей формуле:

$$z = \frac{M_{\max} - N_{\min} a}{y}, \quad (14.22)$$

где M_{\max} и N_{\min} – расчетная комбинация усилий для расчета анкерных болтов (по этим усилиям определяют $\sigma_{\phi \max}$ и $\sigma_{\phi \min}$ и строится эпюра напряжений в бетоне);

a – расстояние от центра тяжести сечения колонны до центра тяжести сжатой зоны бетона фундамента.

Площадь сечения одного анкерного болта нетто (по нарезке) на рассчитываемой стороне базы может быть найдена по выражению

$$A_{a, \text{нт}} = \frac{N_a}{n R_{ba} \gamma_c}, \quad (14.23)$$

здесь R_{ba} – расчетное сопротивление растяжению фундаментных болтов, принимаемое по табл. 60* [8]; n – количество болтов на рассчитываемой стороне базы.

Содержание практических занятий по разделу XIV

Практическое занятие №14. Подбор и проверка сечения внецентренно сжатых колонн сплошного сечения

Пример 14.1. Подбор сечения стержня надкрановой части ступенчатой колонны

На рис. XIV.1. приведена конструктивная схема ступенчатой колонны. Требуется подобрать сечение стержня надкрановой части ступенчатой колонны.

Исходные данные : сечение колонны в виде сварного двутавра высотой $h=750$ мм, материал колонны – сталь С245;

расчетные усилия (для надкранового участка ступенчатой колонны) $N_4 = 824$ кН, $M_4 = -862$ кН·м, при той же комбинации нагрузок момент на противоположном конце $M_3 = -39$ кН·м;

расчетная длина в плоскости рамы $l_{ef, x2} = 19,11$ м, а из плоскости – $l_{ef, y2} = 4,57$ м (геометрическая длина приведена на рисунке).

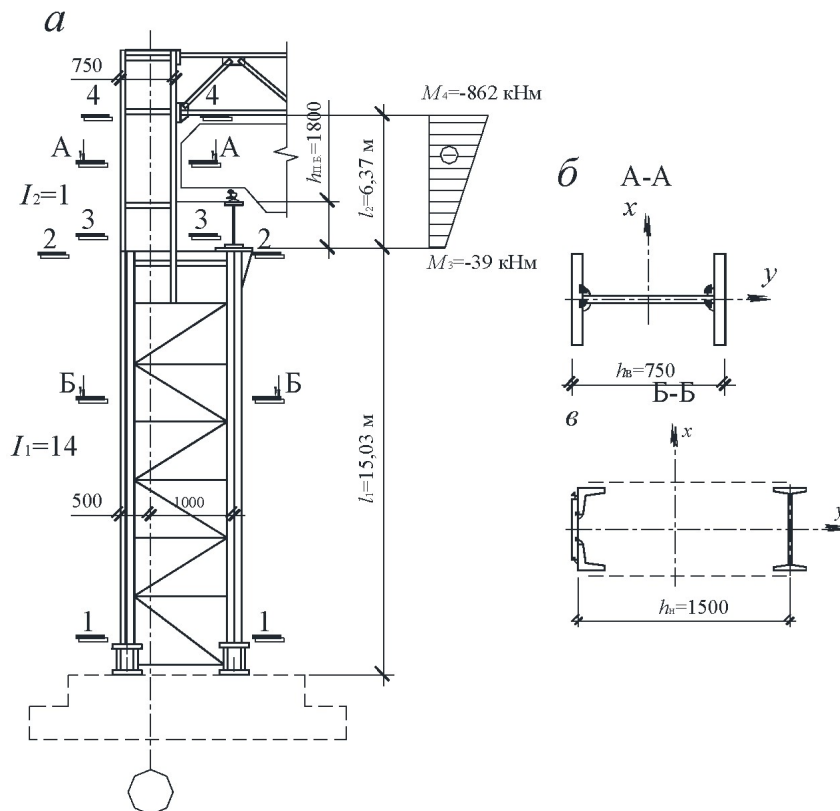


Рис. XIV.1. Конструктивная схема ступенчатой колонны
a – схема колонны; *б* – сечение верхней и нижней частей колонны

По табл. 51* [1] находим расчетные сопротивления для принятой стали:

– для листа $t = 2-20$ мм, $R_y = 240$ МПа = 24 кН/см²;

Требуемую площадь сечения определим по формуле:

$$A_{cal} = \frac{N_4}{R_y \gamma_c} \left(1,25 + 2,2 \frac{e}{h} \right) = \frac{824}{24} \left(1,25 + 2,2 \frac{1,046}{0,75} \right) = 148,3 \text{ см}^2,$$

где $e = \frac{M_4}{N_4} = \frac{862}{824} = 1,046$ м, $\gamma_c = 1,0$.

Определим ширину и толщину полок колонны:

$$b_f \geq (1/20 - 1/30) l_{ef, y2} = (1/20 - 1/30) \cdot 457 = 23-16 \text{ см},$$

принимаем $b_f = 26$ см;

$$t_f = \frac{b_f}{\sqrt{E/R_y}} = \frac{26}{\sqrt{2,06 \cdot 10^5 / 240}} = 0,89 \text{ см}.$$

с учетом требуемой площади примем $t_f = 2,0$ см.

Толщину стенки определим из условия $h_w / t_w = 60-120$, отсюда

$$t_w = (75 - 2 \cdot 2,0) / (60-120) = 1,18-0,59.$$

Учитывая, что $t_w^{\min} = 8$ мм, и условие свариваемости стенки с полкой

($t_f / t_w \leq 3$), принимаем $t_w = 10$ мм.

Сечение колонны приведено на рис. XIV.2.

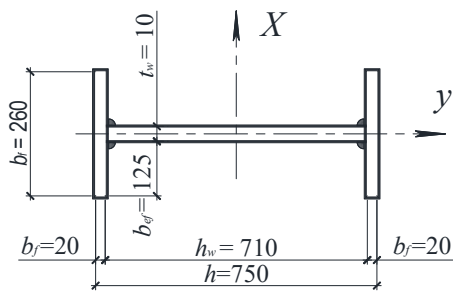


Рис. XIV.2. Сечение верхней части колонны

Определим геометрические характеристики принятого сечения:

$$A = 26 \cdot 2,0 \cdot 2 + 71,0 \cdot 1,0 = 175 \text{ м}^2;$$

$$I_x = \frac{1 \cdot (71)^3}{12} + 2 \cdot 26 \cdot 2,0 \cdot \left(\frac{75}{2} - \frac{2,0}{2} \right)^2 + 2 \cdot \frac{26 \cdot (2,0)^3}{12} = 168414,6 \text{ см}^4;$$

$$I_y = \frac{2,0 \cdot (26)^3}{12} \cdot 2 + \frac{71,0 \cdot (1,0)^3}{12} = 5864,6 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{168414,6}{175}} = 31,02 \text{ см};$$

$$i_y = \sqrt{\frac{5864,6}{175}} = 5,79 \text{ см};$$

$$W_x = \frac{2I_x}{h} = \frac{2 \cdot 168414,6}{75} = 4491,1 \text{ см}^3.$$

Для проверки устойчивости колонны определим фактическую и условную гибкость стержня, приведенный относительный эксцентриситет и коэффициент φ_e :

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x2}}{i_x} = \frac{19,11}{31,02 \cdot 10^2} = 61,601 < \lambda_{ef} \approx 120 - 150,$$

где λ_{ef} – значение предельной гибкости.

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 61,601 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,1.$$

Относительный эксцентриситет

$$m_x = \frac{eA}{W_c} = \frac{1,046 \cdot 175 \cdot 10^{-4}}{4491,1 \cdot 10^{-6}} = 4,075;$$

$$W_c = W_x;$$

фактическое отношение

$$A_f / A_w = 26 \cdot 2,0 / (1 \cdot 71,0) = 0,732 > 0,5 \text{ и } 0,1 < m_x < 5.$$

По табл. 73, [8]:

при $A_f / A_w = 0,5$

$$\eta_{0,5} = (1,75 - 0,1m) - 0,02(5 - m)\bar{\lambda}_x = \\ = (1,75 - 0,1 \cdot 4,075) - 0,02 \cdot (5 - 4,075) \cdot 2,058 = 1,304;$$

при $A_f / A_w = 1,0$

$$\eta_{1,0} = (1,90 - 0,1m) - 0,02(6 - m)\bar{\lambda}_x = \\ = (1,90 - 0,1 \cdot 4,075) - 0,02 \cdot (6 - 4,075) \cdot 2,058 = 1,413.$$

При значении $A_f / A_w = 0,732$ по интерполяции принимаем $\eta = 1,34$. Таким образом, приведенный относительный эксцентриситет $m_{ef} = \eta m_x = 1,34 \cdot 4,075 = 5,46$.

Коэффициент $\varphi_e = 0,2042$, принимается по табл. 74, [8] по интерполяции в зависимости от $\bar{\lambda}_x = 2,1$ и $m_{ef} = 5,46$. Проверка устойчивости колонны

$$\sigma_x = \frac{N_4}{\varphi_e A \gamma_c} = \frac{824}{0,2042 \cdot 175 \cdot 1} = 23,06 < R_y = 24 \text{ кН/см}^2$$

Определим гибкость стержня верхней части колонны относительно оси у:

$$\lambda_y = \frac{l_{y2}}{i_y} = \frac{457}{5,79} = 78,942.$$

Тогда коэффициент продольного изгиба $\varphi_y = 0,704$ (принят по табл. 72, [8] в зависимости от $\lambda_y = 78,942$ и $R_y = 240$ МПа).

Определим значение коэффициента c , приняв за расчетный момент максимальный момент в пределах средней трети длины верхней части колонны (но не менее половины M_{\max}), рис. XIV.3. :

$$M_x = (862 - 39) \cdot \frac{2}{3} + 39 = 587,667 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad 0,5M_{\max} = 0,5 \cdot 862 = 431 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

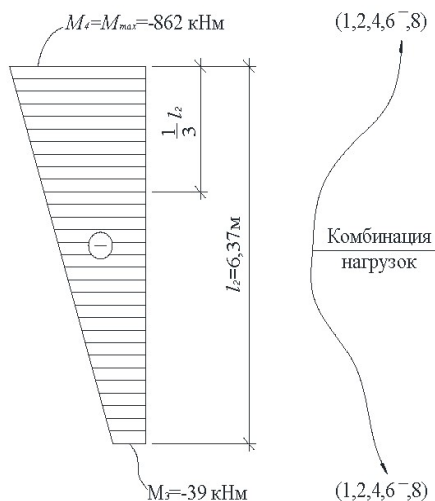


Рис. XIV.3. К определению момента M_x

Следовательно, расчетный момент $M_x = 587,667$ кН·м.

Относительный эксцентриситет

$$m_x = \frac{M_x}{N_4} \frac{A}{W_c} = \frac{587,667 \cdot 10^{-3} \cdot 175 \cdot 10^{-4}}{824 \cdot 10^{-3} \cdot 4491,1 \cdot 10^{-6}} = 2,779 < 5.$$

В соответствии с п. 5.31, [8], значение коэффициента c при значениях

$m_x \leq 5$ определяется по формуле

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x} = \frac{1}{1 + 0,789 \cdot 2,779} = 0,313.$$

Здесь α вычислен по формулам табл. 10, [8], при $1 < m_x \leq 5$:

$$\alpha = 0,65 + 0,05 m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 2,779 = 0,789.$$

Коэффициент $\beta = 1,0$, так как

$$\lambda_y = 78,942 < 3,14 \sqrt{E/R_y} = 3,14 \sqrt{2,06 \cdot 10^5 / 240} = 92.$$

Проверим устойчивость стержня колонны из плоскости действия момента по формуле:

$$\sigma_y = \frac{N_4}{\varphi_y A} = \frac{824 \cdot 10^{-3}}{0,313 \cdot 0,704 \cdot 175 \cdot 10^{-4}} = 213,7 < 240 \cdot 1,0 = 240 \text{ МПа}$$

В связи с тем, что $m_{ef} = 5,46 < 20$ и отсутствуют ослабления сечения верхней части колонны, расчет на прочность выполнять не требуется.

В соответствии с табл. 19, и 4, [8], предельная гибкость основных колонн каркаса равна

$$\lambda_{ef} = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,961 = 122,34,$$

$$\text{где } \alpha = \frac{824}{0,2042 \cdot 175 \cdot 24 \cdot 1} = 0,961$$

Таким образом, значения λ_x и λ_y не превышают λ_{ef} .

Проверку местной устойчивости полок производим по формуле:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{12,5}{2,0} = 6,25 < (0,36 + 0,1\bar{\lambda}_x) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = (0,36 + 0,1 \cdot 2,1) \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{240}} = 16,7,$$

т. е. местная устойчивость полок обеспечена.

Так как $\sigma_x > \sigma_y$, то проверку местной устойчивости стенки выполняем по формуле

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{71,0}{1,0} = 71 > \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{E/R_y} = 1,935 \sqrt{2,06 \cdot 10^5 / 240} = 56,6,$$

где по табл. 27, [8], при $\lambda_x = 2,1 > 2,0$

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,2 + 0,35\bar{\lambda}_x = 1,2 + 0,35 \cdot 2,1 = 1,935.$$

Так как условие не соблюдается, то требуется проверка общей устойчивости колонны без учета неустойчивой части стенки по уменьшенной площади сечения A_{red} .

Определяем значение A_{red} (по требованиям п. 7.20, [8]):

$$A_{red} = A - (h_{ef} - h_{red})t_w = 175 - (71 - 53,58) \cdot 1,0 = 157,58 \text{ см}^2,$$

где

$$h_{red} = t_w \left[\bar{\lambda}_{uw} - \left(\frac{\bar{\lambda}_w}{\bar{\lambda}_{uw}} - 1 \right) (\bar{\lambda}_{uw} - k) \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}} =$$

$$1,0 \left[1,935 - \left(\frac{2,423}{1,935} - 1 \right) \cdot (1,935 - 1,515) \right] \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{240}} = 53,58 \text{ см},$$

k – коэффициент, принимаемый для двутаврового сечения:

$$k = 1,2 + 0,15\bar{\lambda}_x = 1,2 + 0,15 \cdot 2,1 = 1,515$$

(при $\bar{\lambda} > 3,5$ следует принимать $\bar{\lambda} = 3,5$); $\bar{\lambda}_w = \frac{71}{1} \sqrt{240 / (2,06 \cdot 10^5)} = 2,423$.

Проверяем устойчивость колонны:

$$\sigma_x = \frac{N_4}{\varphi_e A_{rc}} = \frac{824}{0,2042 \cdot 157,58 \cdot 1} = 25,6 > R_y = 24 \text{ кН/см}^2$$

Перенапряжение, условие не выполняется. Увеличиваем толщину стенки:
 $t_w = 11$ мм, и производим перерасчет:

$$A = 26 \cdot 2,0 \cdot 2 + 71,0 \cdot 1,1 = 182,1 \text{ см}^2.$$

$$I_x = \frac{1,1 \cdot 71^3}{12} + 2 \cdot 26 \cdot 2,0 \cdot \left(\frac{75}{2} - \frac{2,0}{2} \right)^2 + 2 \cdot \frac{26 \cdot 2,0^3}{12} = 171397,2 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{171397,2}{182,1}} = 30,68 \text{ см};$$

$$W_x = \frac{2I_x}{h} = \frac{2 \cdot 171397,2}{75} = 4570,1 \text{ см}^3;$$

$$\lambda_x = \frac{l_{x2}}{i_x} = \frac{19,11}{30,68 \cdot 10^{-2}} = 62,288;$$

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{R_y/E} = 62,288 \sqrt{240/(2,06 \cdot 10^5)} = 2,13$$

$$m_x = \frac{eA}{W_c} = \frac{1,046 \cdot 182,1 \cdot 10^{-4}}{4570,1 \cdot 10^{-6}} = 4,168.$$

При $m_x \geq 1$ и $\lambda_1 \geq 2$ (табл.27, [8]):

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,2 + 0,35\bar{\lambda}_x = 1,2 + 0,35 \cdot 2,13 = 1,945 < 3,1;$$

$$\frac{h_{ef}}{t_w} = \frac{71}{1,1} = 64,545 > 1,945 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{240}} = 57.$$

Условие не выполняется. Определяем значение A_{red} :

$$A_{red} = A - (h_{ef} - h_{red})t_w = 182,1 - (71 - 60,91) \cdot 1,1 = 171,0 \text{ см}^2,$$

$$A_{red} = 1,1 \left[1,945 - \left(\frac{2,2}{1,945} - 1 \right) \cdot (1,945 - 1,52) \right] \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{240}} = 60,91,$$

k – коэффициент, принимаемый для двутаврового сечения:

$$k = 1,2 + 0,15\bar{\lambda}_x = 1,2 + 0,15 \cdot 2,13 = 1,52; \quad \bar{\lambda}_w = \frac{71}{1,1} \sqrt{240/(2,06 \cdot 10^5)} = 2,2$$

Проверяем устойчивость колонны:

$$\sigma_x = \frac{N_4}{\varphi_e A \gamma_c} = \frac{824}{0,2042 \cdot 171,0 \cdot 1} = 23,6 < R_y = 24 \text{ кН/см}^2$$

Условие устойчивости колонны выполняется.

Стенку колонны при отношении $h_{ef}/t_w \geq 2,3\sqrt{E/R_y}$ укрепляют парными ребрами жесткости, которые располагают на расстоянии $(2,5-3)h_{ef}$ одно от другого по высоте колонны (но не менее двух на один отправочный элемент).

Учитывая то обстоятельство, что

$$\frac{h_{ef}}{t_w} = \frac{71}{1,1} = 64,5 < 2,3\sqrt{2,06 \cdot 10^5/240} = 67,4,$$

Установим два поперечных ребра жесткости по высоте колонны с размерами, согласно формул (9.6) и (9.7).

Практическое занятие №15 Подбор и проверка сечения внецентренно сжатых колонн сквозного сечения

Пример 10.2.

Подобрать сечение стержня нижней части ступенчатой колонны, приведенной на рис. XIV.1.

Исходные данные : сечение колонны сквозное, состоит из двух ветвей высотой $h=1500$ мм, материал колонны - сталь С245;

расчетные усилия для подкрановой ветви колонны $N_1 = 2834$ кН, $M_1 = -1328$ кН·м, для наружной ветви колонны $N_2 = 2919$ кН, $M_2 = +1715$ кН·м; поперечная сила $Q = 204$ кН;

расчетная длина в плоскости рамы $l_{ef, x1} = 30,06$ м, а из плоскости - $l_{ef, y1} = 15,03$ м (геометрическая длина приведена на рисунке).

1) Подбор сечения ветвей колонны.

Для стали С245 расчетные сопротивления для листа и фасонного проката при $t = 2-20$ мм, $R_y = 240$ МПа = 24 кН/см², (табл. 51* [1,]).

Определим ориентировочно продольные усилия в ветвях по формулам (14.10) и (14.11), приняв $h_0 \approx h_n$:

в подкрановой

$$N_{в1} = \frac{2834 \cdot 0,5 \cdot 1,5}{1,5} + \frac{1328}{1,5} = 2302,333 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

наружной

$$N_{в2} = \frac{2919 \cdot 0,5 \cdot 1,5}{1,5} + \frac{1715}{1,5} = 2602,833 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Определим требуемую площадь сечения ветвей по формуле (14.12):

$$A_{b1} = \frac{2302,333}{0,8 \cdot 24 \cdot 1} = 119,9 \text{ см}^2,$$
$$A_{b2} = \frac{2602,833}{0,8 \cdot 24 \cdot 1} = 135,6 \text{ см}^2.$$

Учитывая, что ширина сечения ветвей должна быть

$$b \geq \left(\frac{1}{20} - \frac{1}{30} \right) l_{ef, y1} = \left(\frac{1}{20} - \frac{1}{30} \right) \cdot 15,03 = 75,1 - 50,1 \text{ см},$$

и исходя из требуемой площади сечения ветвей по сортаменту, принимаем сечение подкрановой ветви из I55 ($A_{в1} = 118$ см², $I_{y1} = 55962$ см⁴, $i_{y1} = 21,8$ см, $I_1 = 1356$ см⁴, $i_1 = 3,39$ см), а сечение наружной ветви из листа 500×14 мм и двух равнополочных уголков 125×14 мм ($A_{в2} = 33,37$ см², $I_x = 482$ см⁴, $z_{0L} = 3,61$ см, $A_{в2} = 50 \cdot 1,4 + 2 \cdot 33,37 = 136,74$ см²).

На рис. XIV.4, а, приведено сечение ветвей колонны и их осей.

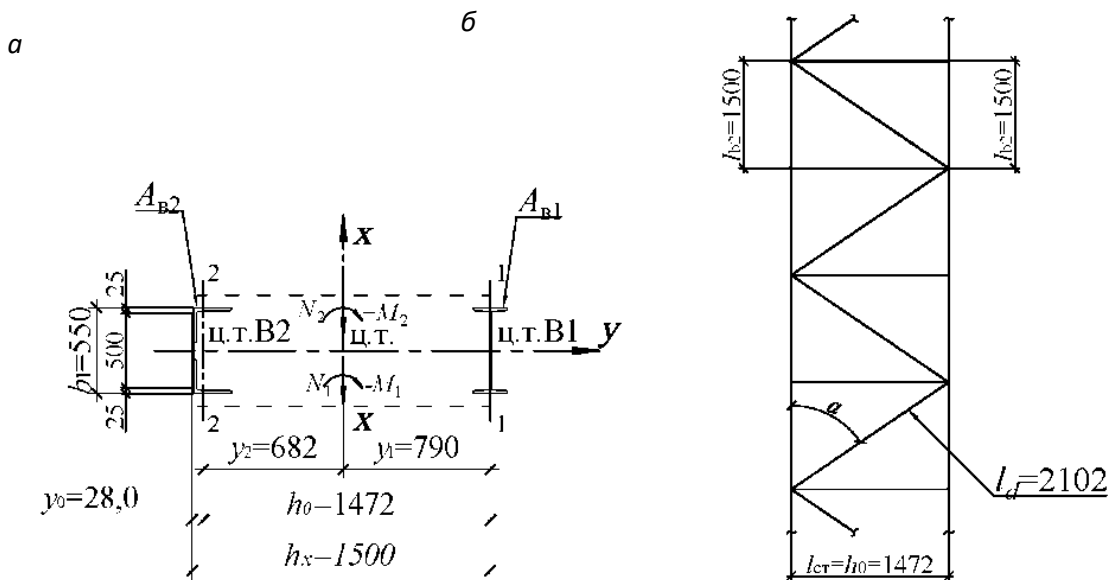


Рис. XIV.4. К примеру расчета сквозной колонны:
a – сечение колонны; *б* – геометрическая схема решетки

Определяем геометрические характеристики наружной ветви: центр тяжести ветви; момент инерции и радиус инерции

$$y_0 = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{2 \cdot 33,37 \cdot (1,4 + 3,61) + 50 \cdot 1,4 \cdot \frac{1,4}{2}}{136,74} = 2,8 \text{ см};$$

$$I_{y2} = \frac{1,4 \cdot 50^3}{12} + 2 \cdot \left[482 + 33,37 \cdot \left(\frac{55}{2} - 3,61 \right)^2 \right] = 53637,99 \text{ см}^4;$$

$$i_{y2} = \sqrt{\frac{I_{y2}}{A_{B2}}} = \sqrt{\frac{53637,99}{136,74}} = 19,806 \text{ см};$$

$$I_2 = \frac{50 \cdot 1,4^3}{12} + 50 \cdot 1,4 \cdot \left(2,8 - \frac{1,4}{2} \right)^2 +$$

$$+ 2 \cdot \left[482 + 33,37 \cdot (2,8 - 1,4 - 3,61)^2 \right] = 1610 \text{ см}^4;$$

$$i_2 = \sqrt{\frac{I_{x2}}{A_{B2}}} = \sqrt{\frac{1610}{136,74}} = 3,43 \text{ см};$$

$$h_0 = h_n - y_0 = 150 - 2,8 = 147,2 \text{ см}.$$

Определим положение центра тяжести всего сечения:

$$y_1 = \frac{A_{b2} h_0}{\sum A_i} = \frac{136,74 \cdot 147,2}{136,74 + 118} = 79,0 \text{ см};$$

$$y_2 = h_0 - y_1 = 147,2 - 79,0 = 68,2 \text{ см}.$$

Уточним усилия в ветвях колонны по формулам (14.10) и (14.11):

$$N_{B1} = \frac{2834 \cdot 0,682}{1,472} + \frac{1328}{1,472} = 2215 \text{ кН};$$

$$N_{B2} = \frac{2919 \cdot 0,790}{1,472} + \frac{1715}{1,472} = 2732 \text{ кН}.$$

2) Проверка устойчивости ветвей колонны.

Принимаем расположение раскосов согласно рис. 14.4, б.

Проверка наружной ветви в плоскости колонны (рамы):

$$l_{b2} = 150 \text{ см};$$
$$\lambda_2 = \frac{l_{b2}}{i_2} = \frac{150}{3,43} = 43,7;$$

По табл. 72, [8] определяем $\varphi_2 = 0,87$;

$$\frac{N_{b2}}{\varphi_2 A_{b2}} = \frac{2732}{0,87 \cdot 136,74} = 22,96 \leq R_y \gamma_c = 24 \cdot 1 = 24 \text{ кН/см}^2,$$

Проверка наружной ветви из плоскости колонны (рамы):

$$l_{y2} = 1503 \text{ см};$$
$$\lambda_{y2} = \frac{l_{y2}}{i_{y2}} = \frac{1503}{19,806} = 75,890;$$

По табл. 72, [8] определяем $\varphi_{y2} = 0,724$;

$$\frac{N_{b2}}{\varphi_{y2} A_{b2}} = \frac{2732}{0,724 \cdot 136,74} = 27,6 > R_y \gamma_c = 24 \cdot 1 = 24 \text{ кН/см}^2,$$

Устойчивость наружной ветви из плоскости колонны не обеспечена. Увеличивать сечение экономически нецелесообразно, поэтому для уменьшения расчетной длины ветвей $l_{ef,y1}$ устанавливаем между колоннами распорки посередине высоты нижней части, таким образом, расчетная длина ветвей $l_{ef,y1} = l_{ef,y2} = \frac{1503}{2} = 751,5 \text{ см}$.

Тогда для наружной ветви $\lambda_{y2} = \frac{l_{ef,y2}}{i_{y2}} = \frac{751,5}{19,806} = 37,945$;

По табл. 72, [8] определяем $\varphi_{y2} = 0,904$;

$$\frac{N_{b2}}{\varphi_{y2} A_{b2}} = \frac{2732}{0,904 \cdot 136,74} = 22,1 < R_y \gamma_c = 24 \cdot 1 = 24 \text{ кН/см}^2,$$

Проверка подкрановой ветви в плоскости колонны (рамы):

$$l_{b1} = 150 \text{ см};$$
$$\lambda_1 = \frac{l_{b1}}{i_{y1}} = \frac{150}{3,39} = 44,247;$$

По табл. 72, [8] определяем $\varphi_1 = 0,879$;

$$\frac{N_{b1}}{\varphi_1 A_{b1}} = \frac{2215}{0,879 \cdot 118} = 21,36 < R_y \gamma_c = 24 \cdot 1 = 24 \text{ кН/см}^2,$$

Проверка подкрановой ветви из плоскости колонны (рамы):

$$l_{ef,y1} = 751,5 \text{ см};$$
$$\lambda_{y1} = \frac{l_{y1}}{i_{y1}} = \frac{751,5}{21,8} = 34,472;$$

По табл. 72, [8] определяем $\varphi_{y1} = 0,917$;

$$\frac{N_{b1}}{\varphi_{y1} A_{b1}} = \frac{2215}{0,917 \cdot 118} = 20,47 < R_y \gamma_c = 24 \cdot 1 = 24 \text{ кН/см}^2,$$

Недонапряжение в ветвях колонны незначительное, в пределах 5% - 17 %.

3) Расчет решетки колонны.

Определим расчетную поперечную силу, действующую на решетку колонны как большую из двух:

по расчету – $Q = 204$ кН;

$$\text{условной} - Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N}{\varphi} = 7,15 \cdot 10^{-6} \times \\ \times \left(2330 - \frac{2,06 \cdot 10^5}{240} \right) \frac{2919}{0,89} = 34,5 \text{ кН},$$

где $E = 2,06 \cdot 10^5$ МПа;

Определим в формуле значение φ , согласно п. 5.8*, [8], ($\varphi = \varphi_x$ – коэффициент продольного изгиба относительно оси перпендикулярной плоскости решеток).

Для этого определим геометрические характеристики всего сечения:

$$I_x = 1610 + 136,74 \cdot 68,2^2 + 1356 + 118 \cdot 79,0^2 = 1375000 \text{ см}^4;$$

$$I_y = I_{y,в1} + I_{y,в2} = 55962 + 53637,99 = 109599,99 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{1375000}{254,74}} = 73,5 \text{ см};$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{109599,99}{254,74}} = 20,74 \text{ см}.$$

Гибкость λ_x стержня колонны

$$\lambda_x = \frac{30,06}{0,735} = 40,9;$$

$$\lambda_y = \frac{15,03}{0,2074} = 72,47.$$

По табл. 72, [8] при $\lambda_x = 40,9$, и $R_y = 240$ МПа = 24кН/см², находим $\varphi_x = 0,89$.

Расчет решетки выполняем на $Q = 204$ кН.

Усилия в раскосах и стойках определим по формулам :

$$N_d = \frac{Q_{\max}}{2 \sin \alpha} = \frac{204}{2 \cdot 0,701} = 145,506 \text{ кН};$$

$$N_{ст} = \frac{Q_{\max}}{2} = \frac{204}{2} = 102 \text{ кН},$$

где $\sin \alpha = \frac{147,2}{210,2} = 0,701$.

Требуемая площадь раскосов и стоек

$$A_d = \frac{N_d}{\varphi_1 R_y \gamma_c} = \frac{145,506}{0,6 \cdot 240 \cdot 0,75} = 13,47 \text{ см}^2,$$

$$A_{ст} = \frac{N_{ст}}{\varphi_1 R_y \gamma_c} = \frac{102}{0,6 \cdot 240 \cdot 0,75} = 9,44 \text{ см}^2,$$

где коэффициентом продольного изгиба φ_1 задаемся в пределах $\varphi_1 = 0,5-0,8$, а коэффициент условий работы согласно табл. 6* [8], принимаем $\gamma_c = 0,75$.

Назначаем раскосы из равнополочных уголков сечением 100×8 мм ($A_d = 15,6 \text{ см}^2$, $i_{d \min} = 1,98 \text{ см}$), а стойки из равнополочных уголков – сечением 80×7 мм ($A_{ст} = 10,8 \text{ см}^2$, $i_{ст \min} = 1,58 \text{ см}$).

Вычислим гибкость раскосов и стоек:

$$\lambda_d = \frac{l_d}{i_{d \min}} = \frac{210,2}{1,98} = 106,18,$$

$$\lambda_{ст} = \frac{l_{ст}}{i_{ст \min}} = \frac{147,2}{1,58} = 93,2.$$

По табл. 72 [1] для $\lambda_d = 106,18$, $\lambda_{ст} = 93,227$ и $R_y = 240 \text{ МПа}$ по интерполяции определим коэффициенты продольного изгиба $\varphi_d = 0,502$ и $\varphi_{ст} = 0,589$.

Проверим напряжения в раскосах и стойках:

$$\sigma_d = \frac{N_d}{\varphi_d A_d \gamma_c} = \frac{145,506}{0,502 \cdot 15,6 \cdot 0,75} = 18,49 < 24 \text{ кН/см}^2,$$

$$\sigma_{ст} = \frac{N_{ст}}{\varphi_{ст} A_{ст} \gamma_c} = \frac{102}{0,589 \cdot 10,8 \cdot 0,75} = 21,3 < 24 \text{ кН/см}^2,$$

4) Проверка устойчивости колонны как единого стержня.

Определим приведенную гибкость стержня:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha_1 \frac{A}{A_\alpha}} = \sqrt{40,9^2 + 28,57 \cdot \frac{254,74}{2 \cdot 15,6}} = 43,364,$$

где $\alpha_1 = 10 \frac{l_d^3}{h_0^2 l_b} = 10 \cdot \frac{2,102^3}{1,472^2 \cdot 1,5} = 28,57.$

Условная приведенная гибкость

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y / E} = 43,364 \sqrt{240 / 2,06 \cdot 10^5} = 1,48.$$

Проверим устойчивость колонны как единого стержня в плоскости действия момента для комбинации усилий, догружающих подкрановую ветвь:

$$m_x = \frac{M_1}{N_1} \frac{A y_1}{I_x} = \frac{1328 \cdot 10^{-3}}{2834 \cdot 10^{-3}} \cdot \frac{0,025474 \cdot 0,790}{1375000 \cdot 10^{-8}} = 0,686;$$

по табл. 75, [8] для $m_x = 0,686$ и $\bar{\lambda}_{ef} = 1,48$ по интерполяции определяем $\varphi_e = 0,594$

$$\frac{N}{\varphi_e A \gamma_c} = \frac{2834}{0,594 \cdot 254,74 \cdot 1} = 18,73 < 24 \text{ кН/см}^2.$$

Проверим устойчивость колонны как единого стержня в плоскости действия момента для комбинации усилий, догружающих наружную ветвь:

$$m_x = \frac{M_2}{N_2} \frac{A y_2}{I_x} = \frac{1715 \cdot 10^{-3}}{2919 \cdot 10^{-3}} \cdot \frac{0,025474 \cdot 0,682}{1375000 \cdot 10^{-8}} = 0,742;$$

по табл. 75, [8] для $m_x = 0,742$ и $\bar{\lambda}_{ef} = 1,48$ по интерполяции определяем $\varphi_e = 0,53$

$$\frac{N}{\varphi_e A \gamma_c} = \frac{2919}{0,53 \cdot 254,74 \cdot 1} = 21,62 < 24 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость колонны обеспечена.

Практическое занятие №16.
Конструирование и расчет сопряжения верхней и нижней частей колонны. Расчет базы колонны

Пример 10.3. Расчет сопряжения верхней и нижней частей колонны.

Расчитать соединение верхней части колонны с нижней, приняв их сечения согласно примерам 10.1 и 10.2.

Исходные данные: расчетные усилия в месте сопряжения частей колонны $N_3 = -830$ кН, $M_3 = -228$ кН·м, максимальное давление подкрановых балок $D_{\max} = 2248$ кН, а ширина опорного ребра подкрановой балки $B_p = 400$ мм. Материал конструкций сталь С245. Конструктивное решение стыка приведено на рис. XIV.5.

1). Назначаем высоту траверсы:

$$h_{\text{тр}} = (0,5 - 0,8) h_{\text{ч}} = (0,5 - 0,8) \cdot 1500 = 750 - 1200 \text{ мм.}$$

Принимаем $h_{\text{тр}} = 800$ мм.

Определим толщину траверсы из условия смятия, приняв горизонтальный распределительный лист толщиной $t_{\text{пл}} = 25$ мм:

$$t_{\text{тр}} \geq \frac{D_{\max}}{l_{ef} R_p \gamma_c} = \frac{2248}{(40 + 2 \cdot 2,5) \cdot 33,6 \cdot 1,0} = 1,49 \text{ см}^2,$$

где $R_p = 336$ МПа = 33,6 кН/см², табл. 52, [8] при $R_{\text{ин}} = 370$ МПа для листа $t = 2-20$ мм, табл. 51, [8].

Принимаем $t_{\text{тр}} = 16$ мм.

Нижний пояс траверсы назначим конструктивно из листа 515×12 мм, верхние горизонтальные ребра – из листа 250×12 мм, что позволит приварить их изнутри к ветвям колонны (разрез 1-1 на рис. XIV.5).

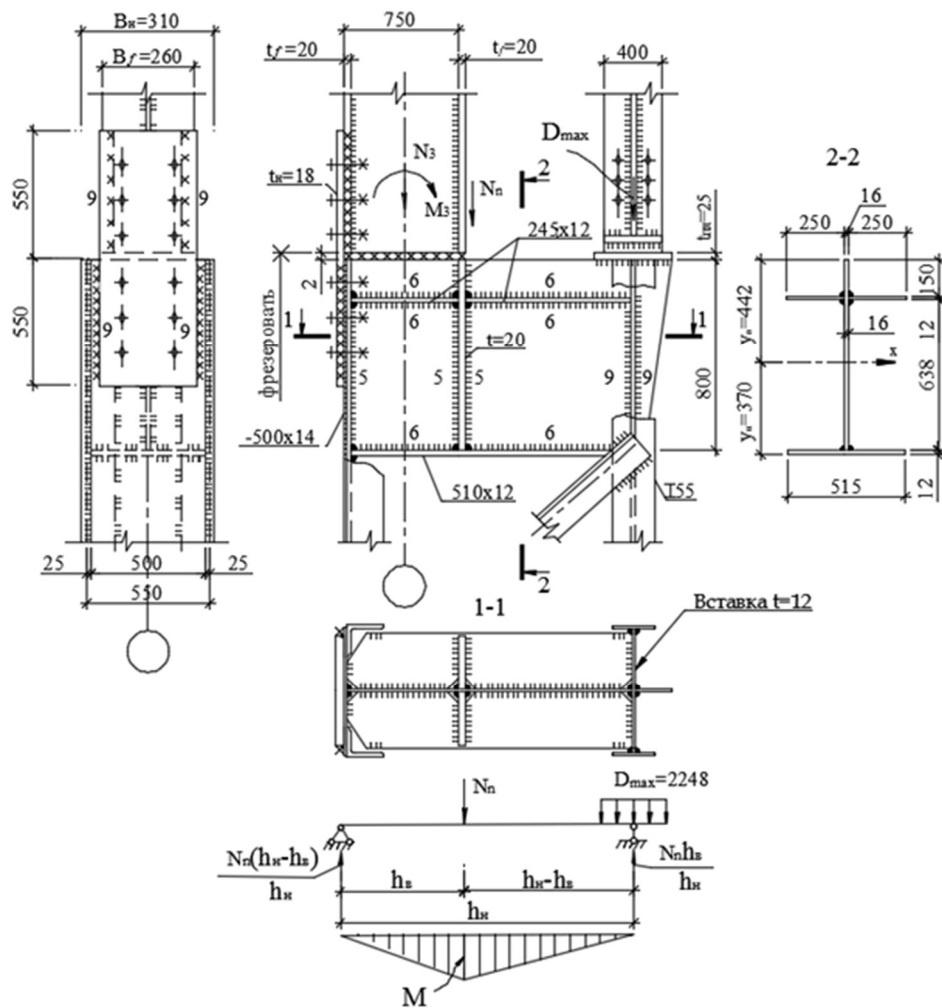


Рис. XIV.5. Конструкция сопряжения верхней части колонны с нижней, расчетная схема траверсы

2). Расчетные значения изгибающего момента и поперечной силы в траверсе

$$M_{тр} = \frac{N_{п} h_{в}}{h_{н}} (h_{н} - h_{в}) = \frac{719 \cdot 0,75}{1,5} \cdot (1,5 - 0,75) = 269,625 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{тр} = \frac{N_{п} h_{в}}{h_{н}} + 0,5 D_{max} = \frac{719 \cdot 0,75}{1,5} + 0,5 \cdot 2248 = 1483,5 \text{ кН},$$

где усилие в полке $N_{п}$ равно $N_{п} = \frac{N_3}{2} + \frac{M_3}{h_{в}} = \frac{228}{0,75} + \frac{830}{2} = 719 \text{ кН}$.

3). Расчет траверсы.

Определим положение центра тяжести сечения траверсы:

$$y_{н} = \frac{2 \cdot 25,0 \cdot 1,2 \cdot (81,2 - 15 - 0,6) + 1,6 \cdot 80 \cdot (40 + 1,2) + 1,2 \cdot 51,5 \cdot 0,6}{(2 \cdot 25,0 \cdot 1,2 + 1,6 \cdot 80 + 1,2 \cdot 51,5)} = 37,0 \text{ см.}$$

$$y_{в} = 81,2 - 37,0 = 44,2 \text{ см.}$$

Момент инерции сечения траверсы

$$I_x = \frac{1,6 \cdot 80^3}{12} + 1,6 \cdot 80 \cdot \left(37 \cdot \frac{80}{2} - 1,2 \right)^2 + 2 \cdot 25,0 \cdot \frac{(1,2)^3}{12} +$$

$$+ 2 \cdot 25,0 \cdot 1,2 \cdot \left(44,2 - 15 - \frac{1,2}{2} \right)^2 + \frac{51,5 \cdot 1,2^3}{12} +$$

$$+ 51,5 \cdot 1,2 \cdot \left(37 - \frac{1,2}{2} \right)^2 = 195766,143 \text{ см}^4.$$

Минимальный момент сопротивления траверсы

$$W_{тр} = \frac{195766,143}{44,2} = 4429 \text{ см}^3.$$

Проверка прочности траверсы на изгиб и срез, формулы (14.16) и (14.17)

$$\sigma = \frac{269,625 \cdot 10^2}{4429} = 6,09 < R_y \gamma_c = 24,0 \text{ кН/см}^2;$$

где $R_y = 240 \text{ МПа} = 24 \text{ кН/см}^2$, для листа с $t = 2-20 \text{ мм}$, табл. 51* [8];

$$\tau = \frac{1483,5}{1,6 \cdot 80} = 11,6 < R_s \gamma_c = 13,92 \text{ кН/см}^2,$$

где $R_s = 0,58 R_y = 0,58 \cdot 240 = 139,2 \text{ МПа} = 13,92 \text{ кН/см}^2$.

4). Расчет сварных швов.

Сварку траверсы производим полуавтоматами проволокой Св08ГА по табл. 55* [8] в струе углекислого газа. По табл. 56, [8] принимаем $R_{wf} = 200 \text{ МПа} = 20 \text{ кН/см}^2$.

$$R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 166,5 \text{ МПа}$$

В соответствии с табл. 34, [8] для полуавтоматической сварки проволокой $d = 1,4-2 \text{ мм}$, $\beta_f = 0,8$ и $\beta_z = 1$.

В связи с тем, что значения

$$\beta_f R_{wf} = 0,8 \cdot 200 = 160 < \beta_z R_{wz} = 1 \cdot 166,5 = 166,5 \text{ МПа},$$

расчет сварных швов выполняют только по металлу шва с $R_{wf} = 200 \text{ МПа} = 20 \text{ кН/см}^2$.

Высоту катета швов приварки вертикальных ребер к траверсе определим из условия их работы на срез на усилие $N_{II} = 719 \text{ кН}$, приняв толщину вертикальных ребер в траверсе равной толщине полки верхней части колонны, т. е $t = 20 \text{ мм}$, а расчетную длину швов $l_w^{\max} = 85 k_f \beta_f$:

$$k_f = \sqrt{\frac{N_{II}}{85 \cdot 4 (\beta_f)^2 R_{wf} \gamma_w \gamma_c}} = \sqrt{\frac{719}{85 \cdot 4 \cdot 0,8^2 \cdot 20 \cdot 1 \cdot 1}} = 0,41 \text{ см},$$

принимаем $k_f = 5 \text{ мм}$.

Высота катета швов приварки траверсы к стенке двутавра подкрановой ветви, рассчитываемых на силу $Q_{тр} = 1483,5 \text{ кН}$

$$k_f = \sqrt{\frac{1483,5}{85 \cdot 2 \cdot 0,8^2 \cdot 20 \cdot 1 \cdot 1}} = 0,83 \text{ см},$$

принимаем $k_f = 9 \text{ мм}$.

Вертикальное ребро со стороны подкрановой ветви колонны рассчитывается на силу $0,5 D_{\max} = 0,5 \cdot 2248 = 1124 \text{ кН}$,

что меньше $Q_{тр} = 1483,5 \text{ кН}$, конструктивно толщину этого ребра принимаем равной толщине траверсы ($t_{тр} = 16 \text{ мм}$), а швы его приварки назначаем такими

же, а именно с $k_f = 9$ мм. Швы с противоположной стороны траверсы к наружной ветви принимаем с $k_f = 5$ мм.

Окончательно все вертикальные сварные швы приварки траверсы к колонне принимаем с $k_f = 9$ мм (на чертеже вместо 5 мм будет 9 мм).

5). Проверка стенки на срез.

Проверим стенку подкрановой ветви колонны у места крепления траверсы и ребра на срез по формуле :

$$\tau_w = \frac{N}{2 \cdot h_{\text{тр}} \cdot t_w} = \frac{2607,5}{2 \cdot 80 \cdot 1,1} = 14,8 > R_s = 13,92 \text{ кН/см}^2$$

здесь

$$N = 719 \cdot \frac{0,75}{1,5} + 2248 = 2607,5 \text{ кН,}$$

$$t_w = 11 \text{ мм} - \text{толщина стенки I55.}$$

В связи с тем, что условие прочности не выполняется, в стенке подкрановой ветви делаем вставку из листа толщиной $t = 12$ мм и длиной 1000 мм, тогда

$$\tau_w = \frac{2607,5}{2 \cdot 80 \cdot 1,2} = 13,58 < R_s = 13,92 \text{ кН/см}^2.$$

б). Расчет накладки.

Ширину вертикальной накладки, соединяющей верхнюю часть колонны с наружной ветвью ее нижней части, принимаем

$$b_n = b_f + 50 = 260 + 50 = 310 \text{ мм,}$$

а толщину назначаем из условия равенства площадей накладки и полки верхней части колонны, а именно:

$$t_n = 26 \cdot 2,0 / 31 = 1,67 \text{ см.}$$

Принимаем $t_n = 18$ мм. Накладку привариваем швами с катетом $k_f = 9$ мм.

Сварку принимаем ручную электродами марки Э46. Тогда

$R_{wf} = 200 \text{ МПа} = 20 \text{ кН/см}^2$, $\beta_f = 0,7$. Максимальное усилие, действующее на накладку, принимаем по несущей способности полки колонны, по которому найдем длину шва по одну сторону накладки:

$$N_f = 26 \cdot 2 \cdot 24 \cdot 1 = 1248 \text{ кН.}$$

Длина шва по одну сторону накладки

$$l_w = \frac{1248}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 1,0} + 1 = 50,5 \text{ см.}$$

Принимаем $l_w = 550$ мм.

Пример 10.4. Расчет базы сплошной внецентренно - сжатой колонны

Рассчитать и законструировать базу сплошной внецентренно - сжатой колонны на расчетные усилия $N_1 = -1650$ кН, $M_1 = -1101$ кН·м.

Материал базы колонны сталь С235. Класс бетона фундамента $C^{25}/_{30}$. Сечение колоны и конструкцию базы принять согласно рис. XIV.6.

1). Расчет опорной плиты.

Расчетное сопротивление бетона класса $C^{25}/_{30}$ при местном смятии с учетом коэффициента $\alpha_u = 0,75$

$$f_{cud}\alpha_u = 17,7 \cdot 0,75 = 13,3 \text{ МПа.}$$

Площадь опорной плиты определяют из условия смятия бетона. Определяем ширину плиты

$$B_{пл} = b_k + 2 \cdot 50 = 400 + 2 \cdot 50 = 500 \text{ мм;}$$

тогда длина плиты будет равна

$$L_{пл} = \frac{1,650}{2 \cdot 0,5 \cdot 13,3} + \sqrt{\left(\frac{1,650}{2 \cdot 0,5 \cdot 13,3}\right)^2 + \frac{6 \cdot 1,101}{0,5 \cdot 13,3}} = 1,128 \text{ м.}$$

Назначаем размеры опорной плиты базы таким образом, чтобы на плите размещались все элементы стержня колонны, траверсы и ребра базы, а также центр тяжести сечения колонны должен совпадать с центром плиты:

Принимаем $B_{пл} = 500 \text{ мм}$, $L_{пл} = 1250 \text{ мм}$.

Опорное давление фундамента

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A_{пл}} + \frac{M}{W_{пл}} = \frac{1,650}{0,5 \cdot 1,25} + \frac{1,101 \cdot 6}{0,5 \cdot 1,25^2} = 11,1 \text{ МПа} < 13,3 \text{ МПа,}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A_{пл}} - \frac{M}{W_{пл}} = \frac{1,650}{0,5 \cdot 1,25} - \frac{1,101 \cdot 6}{0,5 \cdot 1,25^2} = -5,8 \text{ МПа} < 13,3 \text{ МПа.}$$

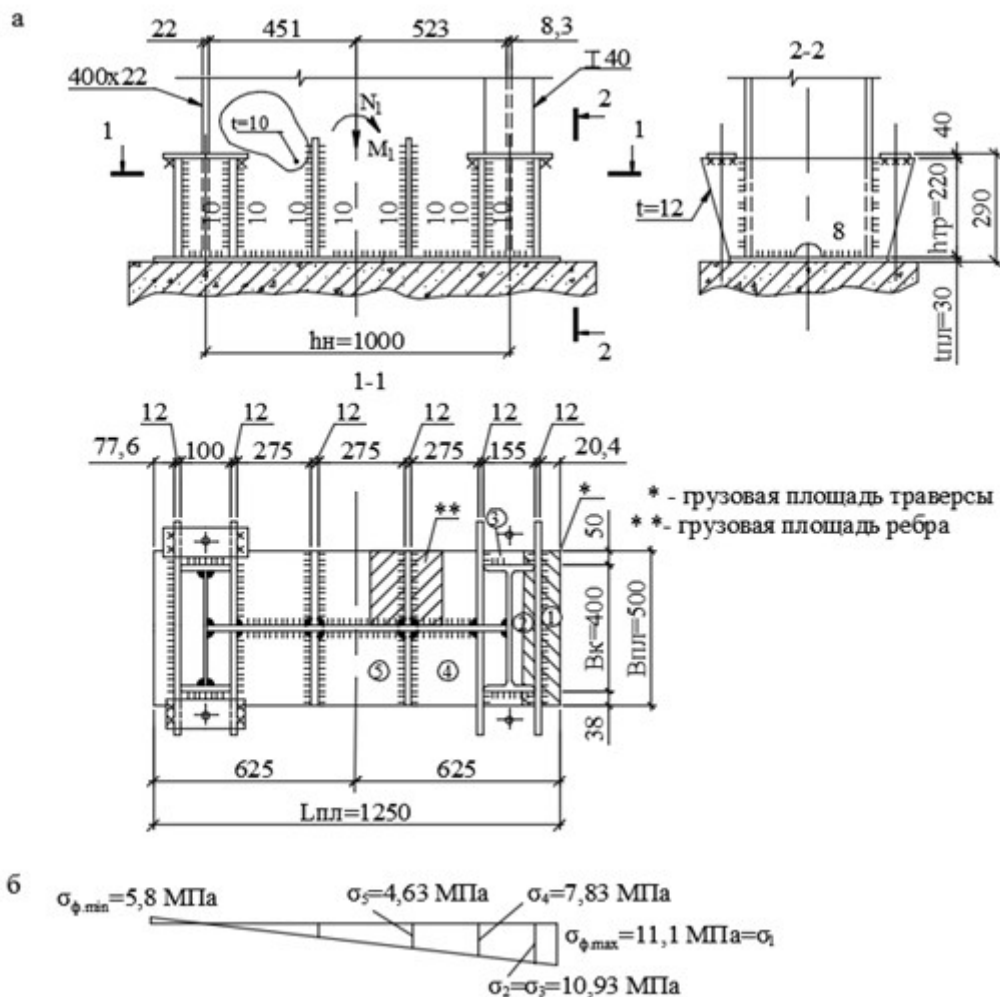


Рис. XIV.6. К расчету базы колонны:

a – конструктивное решение базы; b – эпюра напряжений для расчета базы.

Плита базы работает на изгиб (см. тему 9.3.1).

На консольном участке 1 момент в плите определим по формуле

$$M_1 = \sigma_1 \frac{c^2}{2} = 11,1 \cdot \frac{(0,0204)^2}{2} = 0,0023 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

На участке 2 плита оперта по четырем сторонам. Для нее

$$\frac{b}{a} = \frac{(400 - 2 \cdot 13)}{73,35} = 5,1.$$

Тогда момент в плите определим по формуле

$$M_2 = \alpha \sigma_2 a^2 = 0,125 \cdot 10,93 \cdot (0,07335)^2 = 0,0074 \text{ МН} \cdot \text{м},$$

где $\alpha = 0,125$, в соответствии с табл. 9.4.

На участке 3 плита оперта по трем сторонам. Для нее $\frac{b_1}{a_1} = \frac{50}{155} = 0,323 < 0,5$.

Тогда момент в плите определим по формуле

$$M_3 = \sigma_3 \frac{b_1^2}{2} = 10,930 \cdot \left(\frac{0,050}{2}\right)^2 = 0,0137 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

На участке 4 плита оперта по трем сторонам. Для нее $\frac{b_1}{a_1} = \frac{245}{275} = 0,89 > 0,5$.

Тогда момент в плите определим по формуле

$$M_4 = \beta \sigma_4 a_1^2 = 0,106 \cdot 7,83 \cdot 0,275^2 = 0,0627 \text{ МН} \cdot \text{м},$$

где $\beta = 0,106$ в соответствии с табл. 9.5.

На участке 5 плита оперта, как и на участке 4.

Тогда момент в плите определим по формуле

$$M_5 = \beta \sigma_5 a_1^2 = 0,106 \cdot 4,63 \cdot 0,275^2 = 0,0371 \text{ МН} \cdot \text{м},$$

где $\beta = 0,106$, в соответствии с табл. 9.5.

По максимальному из найденных моментов $M_{\max} = M_4 = 0,0627 \text{ МН} \cdot \text{м}$ по формуле (8.26) определим требуемую толщину плиты:

$$t_{\text{пл}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 0,0627}{220 \cdot 1,2}} \cdot 10^2 = 3,77 \text{ см},$$

где $\gamma_c = 1,2$ – по п. 11, табл. 6, [8]; $R_y = 220 \text{ МПа}$ – по табл. 51, [8] для листов толщиной 21–40 мм. Принимаем $t_{\text{пл}} = 40 \text{ мм}$.

При толщине плиты 40 мм условие свариваемости ($t_{\max}/t_{\min} \leq 3$) со стенкой колонны ($t_w = 10 \text{ мм}$), траверсами и ребрами ($t = 12 \text{ мм}$) не соблюдается. Поэтому для опорной плиты принимаем сталь С440 $R_y = 430 \text{ МПа}$ ($t = 4–30 \text{ мм}$), тогда

$$t_{\text{пл}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 0,0627}{430 \cdot 1,2}} \cdot 10^2 = 2,7 \text{ см},$$

Принимаем $t_{\text{пл}} = 30 \text{ мм}$.

2). Расчет траверсы и ребер жесткости.

Погонная нагрузка на траверсу

$$g_{\text{тр}} = \sigma_2 (c + t_{\text{тр}} + 0,5b) = 10,93 \cdot (0,0204 + 0,012 + 0,5 \cdot 0,155) = 1,2 \text{ МН/м}.$$

$$q_{\text{тр.прол}} = \sigma_2(c + t_{\text{тр}} + 0,4b) = 10,93(0,0204 + 0,012 + 0,4 \cdot 0,155) = 1,03 \text{ МН/м}$$

Усилие воспринимаемое траверсой

$$N_{\text{тр}} = 1,2 \cdot 0,05 \cdot 2 + 1,03 \cdot 0,4 = 0,532 \text{ МН}$$

Согласно принятой конструкции базы траверса приваривается к ветвям колонны угловыми швами. В соответствии (табл. 38, [8]) катет шва принимаем $k_f = 10 \text{ мм}$.

В соответствии с табл. 34, [8] для полуавтоматической сварки проволокой Св-10ГА, $d = 1,4-2 \text{ мм}$, $\beta_f = 0,8$ и $\beta_z = 1$; $R_{wf} = 215 \text{ МПа}$, табл. 56, [8] и $R_{wz} = 0,45 \cdot 360 = 162 \text{ МПа}$.

Тогда значения

$$\beta_f R_{wf} = 0,8 \cdot 215 = 172 > \beta_z R_{wz} = 1 \cdot 162 = 162 \text{ МПа},$$

расчет сварных швов выполняют только по металлу границы сплавления с $R_{wz} = 162 \text{ МПа} = 16,2 \text{ кН/см}^2$.

Определим высоту траверсы из условия работы швов на срез по формуле(9.27).

$$h_{\text{тр}} = \frac{0,532 \cdot 10^3}{2 \cdot 1,1 \cdot 0,16,2 \cdot 1,1} + 1 = 16,4 \text{ см}$$

Принимаем высоту траверсы $h_{\text{тр}} = 22 \text{ см}$.

Изгибающие моменты и поперечные силы в траверсе

$$M_{\text{оп}} = \frac{1,2 \cdot 0,05^2}{2} = 0,0015 \text{ МН} \cdot \text{м};$$

$$M_{\text{прол}} = \frac{1,03 \cdot 0,4^2}{8} - 0,0015 = 0,0191 \text{ МН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{\text{тр}2} = 1,03 \cdot \frac{0,4}{2} = 0,06 \text{ МН},$$

$$Q_{\text{тр}1} = 1,2 \cdot 0,05 = 0,06 \text{ МН},$$

Проверим траверсу на изгиб и срез по формулам (9.28) и (9.29):

$$\sigma = \frac{0,0191 \cdot 10^5}{96,8 \cdot 1} = 19,73 \text{ кН/см}^2 < 23,0 \text{ кН/см}^2,$$

$$\tau = \frac{0,206 \cdot 10^3}{1,2 \cdot 22 \cdot 1} = 7,8 \text{ кН/см}^2 < 0,58 \cdot 23,0 = 13,34 \text{ кН/см}^2$$

где $W_{\text{тр}} = \frac{1,2 \cdot 22^2}{6} = 96,8 \text{ см}^3$.

Определим толщину сварных швов в месте приварки траверсы к плите:

$$k_f \geq \frac{0,532 \cdot 10^3}{1,0 \cdot 57 \cdot 16,2 \cdot 1,0 \cdot 1,0} = 0,576 \text{ см} = 5,76 \text{ мм}$$

$$\text{Здесь } \sum l_w = (0,05 \cdot 2 - 0,02) + (0,5 - 0,01) = 0,57 \text{ м}.$$

В соответствии с табл. 38, [8] при толщине более толстого элемента базы колонны (плиты), равного 30 мм, минимальный катет шва принимается равным $k_f = 8 \text{ мм}$.

Ребро рассчитываем как консольную балку с защемлением в месте его приварки к стенке колонны.

Изгибающие момент и поперечная сила в ребре

$$M_p = \frac{q_p l_p^2}{2} = \frac{1,33 \cdot 0,245^2}{2} = 0,0399 \text{ МН} \cdot \text{м};$$

$$Q_p = q_p l_p = 1,33 \cdot 0,245 = 0,326 \text{ МН},$$

где

$$q_p = \sigma_s a_p = 4,63 \cdot (0,275 + 0,012) = 1,33 \text{ МН/м};$$

$$l_p = \frac{500 - 10}{2} = 245 \text{ мм} = 0,245 \text{ м}.$$

Приняв высоту ребра $h_p = 300$ мм и $t_p = 12$ мм, проверим его прочность на изгиб и срез:

$$\sigma = \frac{M_p}{W_p} = \frac{0,0399 \cdot 10^5}{180} = 22,1 < R_y \cdot \gamma_c = 23 \cdot 1 = 23 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau = \frac{Q_p}{t_p l_h} = \frac{0,326 \cdot 10^3}{1,2 \cdot 30} = 9,06 < R_s \cdot \gamma_c = 0,58 \cdot 23 \cdot 1 = 13,34 \text{ кН/см}^2;$$

где $W_p = \frac{1,2 \cdot 30^2}{6} = 180 \text{ см}^3$.

Проверим прочность угловых швов, прикрепляющих ребро к стенке колонны, назначив их катеты $k_f = 10$ мм:

$$\tau_w = \sqrt{\tau_{wM}^2 + \tau_{wQ}^2} = \sqrt{14,23^2 + 5,51^2} = 15,26$$

где

$$\tau_{wM} = 0,0399 \cdot 10^5 / 280,3 = 14,23 < R_{wz} = 16,2 \text{ кН/см}^2,$$

$$\tau_{wQ} = 0,326 \cdot 10^3 / 2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 29 = 5,51 < R_{wz} = 16,2 \text{ кН/см}^2.$$

Момент сопротивления этих двух швов

$$W_{wp} = \frac{2\beta_z k_f l_w^2}{6} = \frac{2 \cdot 1 \cdot 1 (30 - 1)^2}{6} = 280,3$$

Катеты швов, прикрепляющих ребро к плите:

$$k_f = \frac{0,326 \cdot 10^3}{2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot (24,5 - 1) \cdot 16,2 \cdot 1 \cdot 1} = 0,43 \text{ см}.$$

Конструктивно принимаем $k_f = 8$ мм.

Раздел XV. ЭЛЕМЕНТЫ ФАХВЕРКА

Тема 15.1. Конструкция и расчет фахверка стен

Для стенового заполнения в промышленных зданиях, как правило, используют сборные железобетонные панели или трехслойные панели с эффективным утеплителем и металлической обшивкой заводского изготовления. В первом случае, панели располагаются горизонтально, а во втором - вертикально. Трехслойное стеновое заполнение может быть образовано и непосредственно на строительной площадке (полистовая сборка).

Фахверком называется система конструктивных элементов (стоек, ригелей и распорок), служащая для поддержания стенового заполнения и оформления проемов (окон, ворот и т.д.). Фахверк стен может быть продольным и торцевым.

Продольный фахверк устраивают тогда когда шаг колонн больше длины горизонтально расположенных панелей или при трехслойных панелях с шагом колонн более 6 м, когда требуется установка стоек фахверка между основными колоннами и система ригелей (рис.15.1, а).

На рис.15.1, б) приведено конструктивное решение торцевого фахверка, состоящего из стоек и ригелей, при стеновом заполнении из трехслойных панелей. При использовании железобетонных панелей вместо ригелей используются распорки, которые располагаются в плоскости фахверковых стоек. Частота расположения фахверковых стоек зависит от размеров элементов (панелей) стенового заполнения и принимается обычно через 6 или 12 м. А частота расположения ригелей - от их несущей способности, т.к. расстояние между ригелями является пролетом для вертикально расположенных стеновых панелей или другого заполнения, воспринимающими еще и ветровую нагрузку.

Верхние концы стоек в горизонтальном направлении опираются на поперечную связевую ферму в уровне нижних поясов ферм, в узлах к продольным связям – стойки продольного фахверка и в узлах к поперечным связям – стойки торцевого фахверка. Соединение фахверковых стоек с фермой покрытия осуществляется с помощью *листового шарнира* (рис. 15.1,в), который не препятствует прогибу стропильных ферм от временных нагрузок и вместе с тем обеспечивает передачу на связевую ферму только горизонтальных усилий. Такой шарнир представляет собой тонкий лист толщиной 8-10 мм, шириной 150-200 мм, который в вертикальном направлении легко изгибается и не препятствует прогибу фермы. В горизонтальном направлении лист работает на продольную силу.

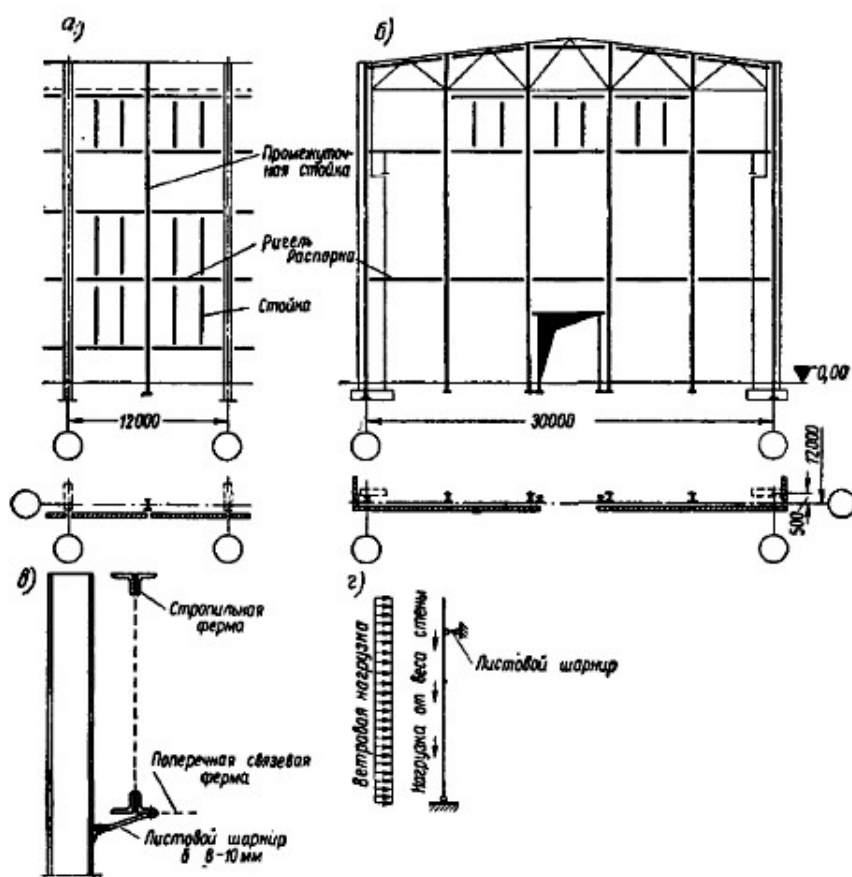


Рис. 15.1. Конструкция фахверка

а) – продольный; б) – торцевой; в) – крепление стойки фахверка листовым шарниром; г) – расчетная схема стойки фахверка.

Элементы фахверка воспринимают ветровую нагрузку и нагрузку от собственного веса и веса стенового заполнения. Стойки фахверка рассчитываются как внецентренно сжатые элементы, расчетная схема приведена на рис. 15.1, г). А ригели работают на изгиб от действия вертикальных и горизонтальных нагрузок, в зависимости от конструкции и закрепления стенового заполнения.

Раздел XVI. ПОДКРАНОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Тема 16.1. Характеристика подкрановых конструкций, расчет подкрановых балок

Подкрановые конструкции воспринимают воздействия от подъемно-транспортного оборудования (главным образом мостовых опорных и подвесных кранов). Комплекс подкрановых конструкций (рис. 16,1,а) включает в себя подкрановые балки, тормозные балки, крепления балок к колоннам, крановый рельс с креплениями его к подкрановой балке и крановые упоры в торцах здания.

Основные несущие элементы подкрановых конструкций – подкрановые балки (рис. 16,1. б, в), которые могут быть разрезными и неразрезными, и решетчатые подкрановые балки (фермы) (рис. 16,1, г), которые применяются при легких кранах ($Q \leq 30$ т) и больших шагах колонн ($B \geq 18$ м).

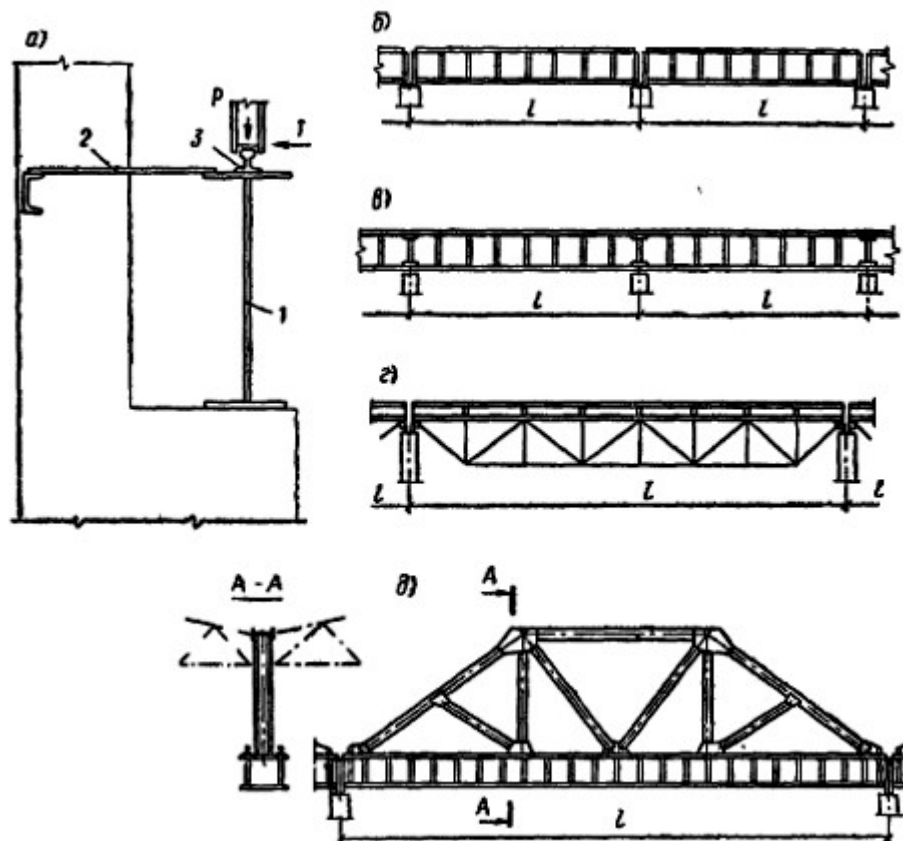


Рис. 16.1. Подкрановые конструкции

а) – элементы: 1- подкрановая балка; 2 – тормозная балка; 3 – крановый рельс; б) – д) – конструктивные схемы подкрановых балок

Чаще всего применяют подкрановые балки сплошного сечения. Разрезные балки проще в монтаже, нечувствительные к осадке опор. Неразрезные – экономичнее разрезных на 12÷15% по расходу металла, но более трудоемки при монтаже, так как необходимо устройство монтажных стыков, и чувствительны к осадкам опор. Применение решетчатых подкрановых балок с жестким верхним поясом (рис. 16.1. г)), дает экономию металла до $\approx 15 \div 20\%$ по сравнению со сплошными разрезными балками.

При больших пролетах балок и тяжелых кранах часто применяют комбинированные системы, объединяющую в себе подкрановую балку и подстропильную ферму – подкраново- подстропильные фермы (рис. 16,1,д).

Нагрузки на подкрановые конструкции

Нагрузки от крана передаются на подкрановую конструкцию через колеса крана (катки), расположенные на концевой балке кранового моста. На одной стороне моста крана бывают два, четыре катка и более (рис. 16.2, а, б).

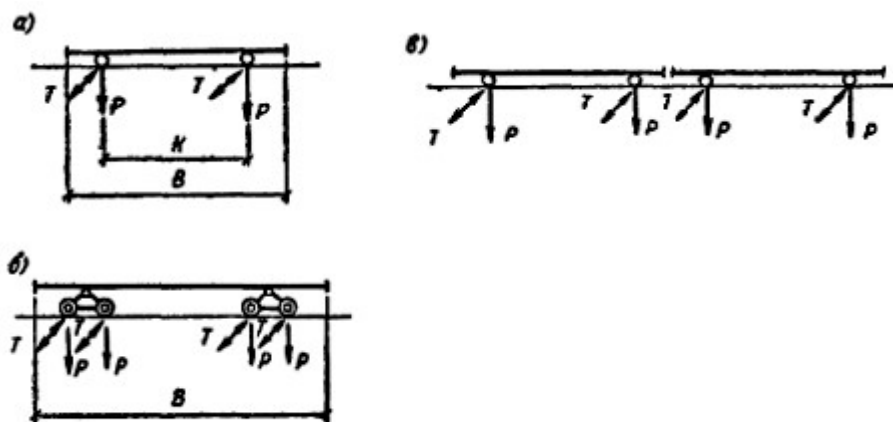


Рис. 16.2. Нагрузки от кранов

а, б) - два, четыре катка на одной стороне крана; в) – расчетная нагрузка от двух сближенных кранов

Нагрузками для расчета подкрановых конструкций являются:

- вертикальное давление на каток P_{\max} , (при приближенной тележке с максимальным грузом к балке), принимаемая по ГОСТ на краны, в котором даются все данные по крану (размеры, вес и др.);

- сила поперечного торможения на каток T_k , действующая вдоль кранового моста (возникает от движения тележки с грузом вдоль моста крана). Силу поперечного торможения определяют

$$T_k = T_0/n, \quad \text{здесь поперечное усилие от тележки с грузом равно -}$$

$$T_0 = 0,1(Q + G_T)2/4,$$

где n - число колес на одной стороне крана; 0.1 – коэффициент трения катков тележки при торможении; 2/4 – дробь, где в числителе указано число тормозных колес, а в знаменателе – общее число колес тележки.

Подкрановые конструкции, как правило, рассчитывают от двух сближенных кранов на максимальные нагрузки (рис. 16.2, в). Считают, что вертикальные нагрузки воспринимает подкрановая балка, а горизонтальные – силы поперечного торможения – тормозная конструкция.

Сплошные подкрановые балки

Типы сечений подкрановых балок зависят от их пролета грузоподъемности и режима работы кранов (рис. 16.3).

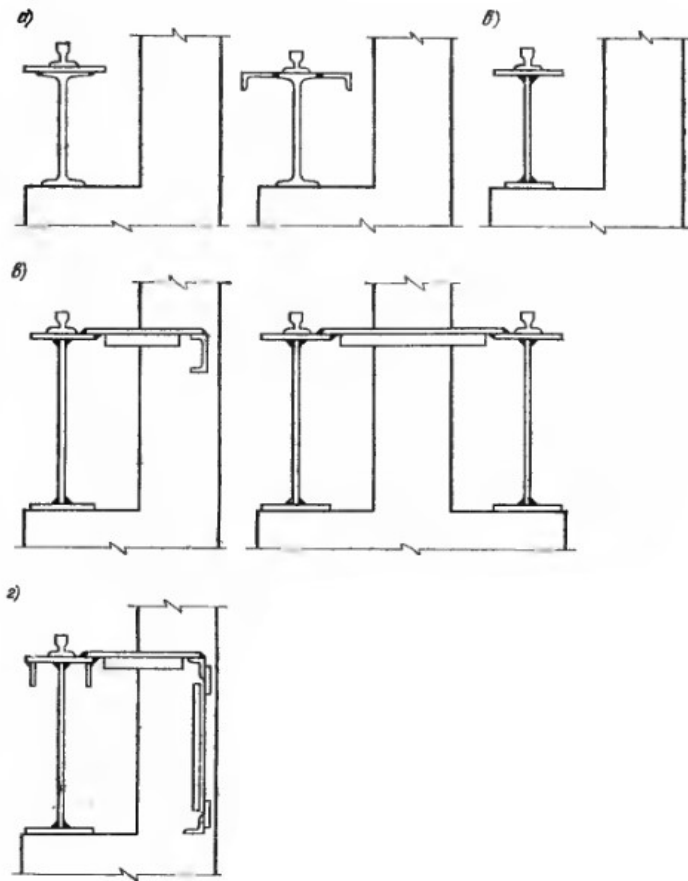


Рис. 16.3. Сечения сплошных подкрановых балок

а) – из прокатных профилей, усиленных листом и уголками; б) – двутавровая сварная, несимметричного сечения; в) – двутавровые сварные симметричного сечения с тормозными конструкциями; г) – двутавровые с усиленным верхним поясом

Для подкрановых балок пролетом 6 метров и кранах $Q < 10$ т применяют прокатные двутавры, усиленные листом или уголками (рис.16.3, а) для восприятия горизонтальных поперечных сил, или двутавровые сварные балки, несимметричного сечения (рис.16.3, б).

При кранах большей грузоподъемности, либо больших пролетах применяют двутавровые сварные балки симметричного сечения и тормозные конструкции (рис. 16.3, в), в состав которых входит тормозной лист или тормозная конструкция сквозного сечения в виде фермы (рис.16.4), которые экономичнее по расходу стали, но сложнее в изготовлении и монтаже.

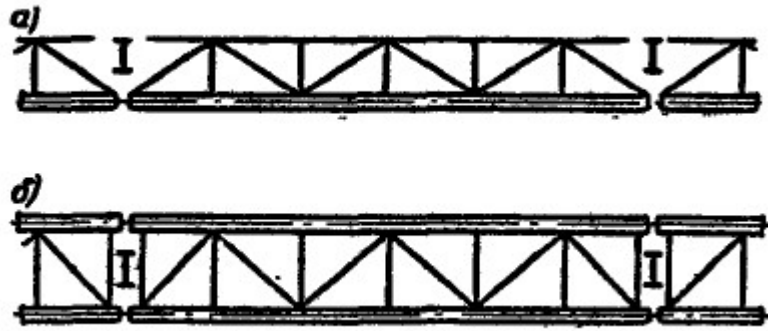


Рис. 16.4. Сквозная тормозная конструкция
 а) – крайнего ряда; б) – среднего ряда

Для тормозных конструкций шириной до 1000 мм обычно применяют рифленый лист $t = 6 \div 8$ мм (рис. 16.3.в), который приваривают к верхнему поясу подкрановой балки и с противоположной стороны к окаймляющему элементу (это может быть швеллер при пролете балки до 6 м или пояс вспомогательной фермы из одиночных уголков). Тормозные листы снизу укрепляют поперечными ребрами - 65x6 с шагом $1.5 \div 2$ м.

При ширине тормозных конструкций ≥ 1000 мм применяют тормозные фермы (рис. 16.4), решетка которых выполняют из одиночных уголков. По длине может устраиваться система вертикальных связей. В ряде случаев по верху тормозной фермы устраивают площадки для обслуживания путей.

Особенности расчета сплошных подкрановых балок

Усилия в подкрановых конструкциях определяются по линиям влияния для системы подвижных грузов. Для разрезных балок можно использовать правило Винклера.

По этому правилу наибольший изгибающий момент M_{max} в балке от системы сил возникает, если равнодействующая всех сил, находящихся на балке $R = \sum P$ и ближайшая к ней сила равноудалена от середины пролёта балки (рис. 16.6, а). При этом M_{max} будет находиться под силой ближайшей к середине пролёта.

Наибольшая поперечная сила Q_{max} в разрезной балке будет при таком положении нагрузки, когда один из катков (сила) находится непосредственно на опоре, а остальные расположены как можно ближе к этой же опоре (рис. 16.6, б).

Расчётные усилия в балке от вертикальных нагрузок M и Q определяют с учетом влияния собственного веса подкрановых конструкций коэффициентом $\alpha = 1,02 \div 1,05$, тогда

$$M = \alpha M_{max}; \text{ и } Q = \alpha Q_{max}; \quad (16.1)$$

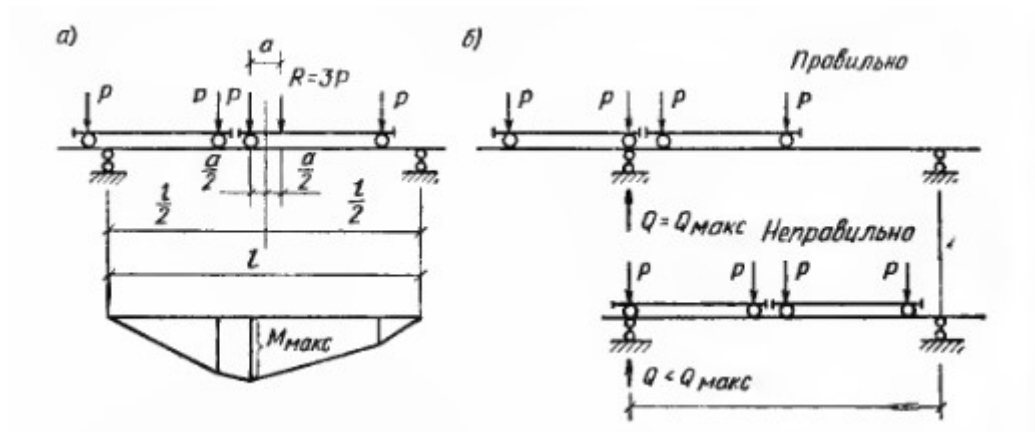


Рис. 16.6. К определению расчетных усилий в разрезной подкрановой балке а) - наибольший изгибающий момент; б) – наибольшая поперечная сила

В неразрезных подкрановых балках M_{max} и Q_{max} определяются по линиям влияния.

Расчетные усилия M_y, Q_y от горизонтальной поперечной нагрузки T_k находят при том же положении кранов, поэтому

$$M_y = \frac{T_k}{P_k} M_{max}; \text{ и } Q_y = \frac{T_k}{P_k} Q_{max}. \quad (16.2)$$

Компоновку сечения подкрановой балки, с учетом определения оптимальной и минимальной высоты, производят в том же порядке, что и обычных балок (см. тему 8.2, раздел VIII).

Проверочные расчёты подкрановых балок

а) *Расчёт на прочность* по нормальным напряжениям производится в предположении, что вертикальная нагрузка воспринимается только сечением подкрановой балки (без учёта тормозной конструкции), а горизонтальная – только тормозной балкой, в состав сечения которой входят: верхний пояс подкрановой балки, тормозной лист и окаймляющий элемент (рис. Рис. 16.7). Расчет верхнего пояса относительно точки А выполняют по формуле:

$$\frac{M_x}{W_{x,B}} + \frac{M_y}{I_{y,T}} x_l \leq R_y \gamma_c; \quad (16.3)$$

нижнего пояса балки:

$$\frac{M_x}{W_{x,H}} \leq R_y \gamma_c, \quad (16.4)$$

где $W_{x,B}$, $W_{x,H}$ – моменты сопротивления для верхнего и нижнего поясов подкрановой балки; $I_{y,T}$ – моменты инерции тормозной балки; x_l – расстояние от ц.т. тормозной конструкции до точки А (рис. 16.7)

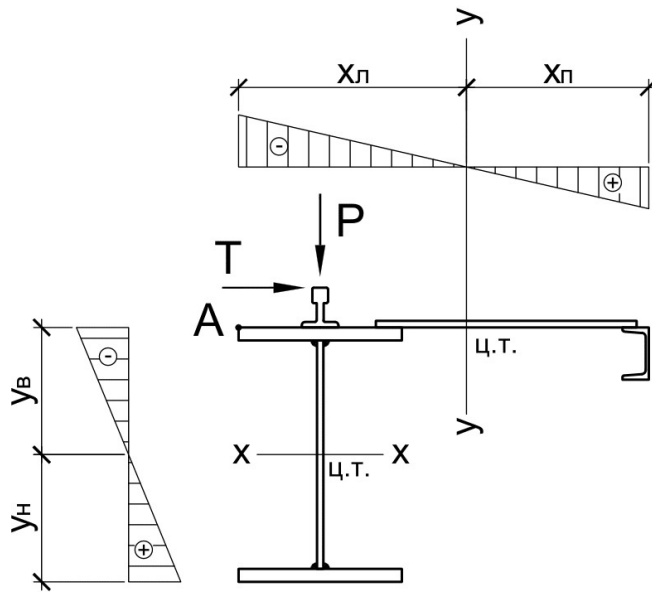


Рис. 16.7. К расчету подкрановой балки

Если тормозная конструкция запроектирована в виде фермы (рис. 16.4), то устойчивость верхнего пояса подкрановой балки можно проверить по формуле:

$$\frac{M_x}{I_x} y_B + \frac{N_f}{\varphi A_f} + \frac{M_{loc}}{W_{y,en}} \leq R_y \gamma_c, \quad (16.5)$$

где $N_f = \frac{M_y}{h_t}$ - расчетное продольное усилие в верхнем поясе от горизонтальных поперечных сил T_k (M_y заменяется порой сил с плечом равным высоте подкрановой конструкции h_t ; A_f - площадь верхнего пояса балки; φ - коэффициент продольного изгиба верхнего пояса из плоскости балки при расчетной длине, равной расстоянию между узлами тормозной фермы; $M_{loc} = \frac{0.9 T_k d}{4}$, местный изгибающий момент в верхнем поясе балки в горизонтальной плоскости от бокового давления катка крана T_k , d - расстояние между узлами тормозной фермы; 0.9 - коэффициент, учитывающий неразрезность верхнего пояса в узлах; $W_{y,en}$ - момент сопротивления верхнего пояса балки относительно вертикальной оси.

. б) Расчет на срез по опоре выполняется по формуле

$$\frac{Q S_x^{полус}}{I_x t_w} \leq R_s \gamma_c, \quad (16.7)$$

где Q - поперечная сила на опоре.

в) Прочность стенки на действие максимальных местных напряжений проверяют по формуле:

$$\sigma_{loc,y} = \frac{\gamma_{f1} P_k}{t_w l_{ef}} \leq R_y \gamma_c ,$$

где $l_{ef} = C \sqrt[3]{\frac{I_{1f}}{t_w}}$ – условная (расчётная) длина распределения усилия

P_k , зависящая от жёсткости пояса, рельса и способа сопряжения пояса и стенки; C – коэффициент принимаемый для сварных и прокатных балок $C=3.25$; I_{1f} – сумма собственных моментов инерции пояса балки и кранового рельса, либо общий момент инерции рельса и пояса в случае приварки рельса швами, обеспечивающими совместную работу рельса и пояса; γ_{f1} – коэффициент увеличения вертикальной сосредоточенной нагрузки на колесо, учитывающий возможное перераспределение усилий между колёсами и динамический характер нагрузки и равный:

- 1.6 при режиме 8к (В.Т.) и жёстком подвесе груза
- 1.4 при режиме 8к (В.Т.) и гибком подвесе груза
- 1.3 при режиме 7к (тяжёлый режим работы)
- 1.1 при прочих режимах

в) Проверка стенок подкрановых балок на уровне поясных швов на совместное действие σ , τ и местных σ_{loc} производится по формуле:

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_{loc,y} + \sigma_{loc,y}^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq \beta R_y \gamma_c, \quad (16.8)$$

здесь $\sigma_x = \frac{M_x}{I_x} y'$ – нормальные напряжения в стенке балки на уровне поясного шва; y' – расстояние от нейтральной оси до поясного шва: $y' = y_g - t_f$; $\tau_{xy} = \frac{Q_x S_x^{пояса}}{I_x * t_w}$ – касательные напряжения на уровне поясного шва; коэффициент $\beta = 1.15$ – при расчёте разрезных балок, $\beta = 1.3$ – при расчёте сечений на опорах неразрезных балок.

Стенки подкрановых балок при режимах работы 7к и 8к кроме того по п.13.34[8] проверяют на дополнительные компоненты напряжённого состояния.

г) Общая устойчивость подкрановых балок проверяется по формуле: $\sigma = \frac{M_x}{\varphi_g W_{x,g}} \leq R_y \gamma_c$ причём при определении φ_g за расчётную длину l_{ef} принимают расстояние между точками закреплений сжатого пояса от поперечных смещений (узлами связей). При отсутствии связей $l_{ef} = L$. При наличии сплошной тормозной конструкции, непрерывно опирающейся на сжатый пояс и надёжно с ним связанной, общая устойчивость не проверяется.

д) Проверка местной устойчивости элементов сечения для прокатных балок не требуется. Для составных сечений местная устойчивость

сжатого пояса проверяется аналогично, как и обычных балок, в зависимости от отношения сжатого свеса полки к её толщине (l_{ef}/t_f) и данных формул табл. 30,[8].

Местная устойчивость стенки обеспечена, если условная гибкость стенки: $\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq 2.5$. В противном случае местная устойчивость стенки проверяется с учётом местных нормальных напряжений $\sigma_{loc,y}$, по формуле: $\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc,y}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c$. Рёбра жёсткости устанавливают аналогично обычным балкам.

ж) *Расчёт на выносливость* выполняют для подкрановых балок особого режима работы на нагрузку от одного крана с количеством циклов нагружений 10^5 и более (см. раздел 9,[8]).

Тема 16.2. Подкрановые фермы, узлы и детали подкрановых конструкций

Подкрановые фермы (рис. 16.8) проектируют под краны небольшой грузоподъемности (не более 20-30 т) пролетом 18 м и более. Их применение вызвано требованиями жесткости и вместе с тем такая конструкция является значительно экономичнее сплошных балок.

По расчетной схеме стержневая подкрановая балка представляет собой комбинированную конструкцию с жестким верхним поясом. Верхний пояс работает на сжатие с изгибом, а так же воспринимает дополнительные продольные усилия от поперечных тормозных нагрузок, проектируют в виде прокатного или сварного двутавра. Решетка воспринимает поперечную силу, сечения работают на сжатие и растяжение (рассчитываются как обычные центрально нагруженные элементы). Решетку чаще всего проектируют сечением из парных уголков. Горизонтальные силы поперечного торможения тележки воспринимаются тормозной конструкцией, чаще решетчатой.

Расчетные длины стержней и предельные гибкости, расчет и конструирование узлов принимаются и проектируются аналогично, как и обычных стропильных ферм.

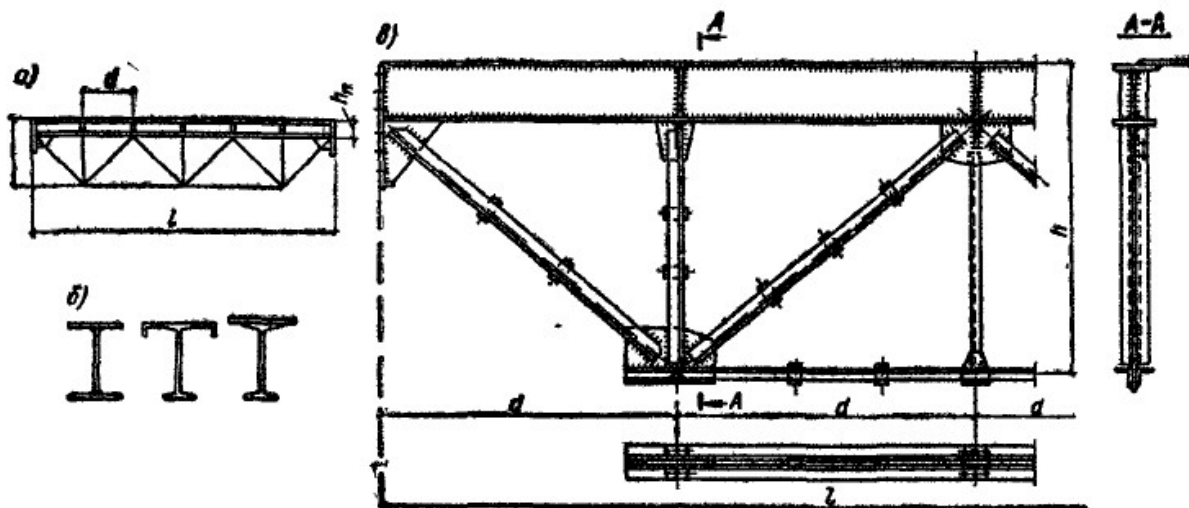


Рис. 16.9. Решетчатая подкрановая балка
 а) – схема; б) – типы сечений верхнего пояса; в) – конструктивное решение

Опорные узлы подкрановых балок. Узел крепления балки к колонне при наличии тормозной конструкции приведен на рис. 16.9.

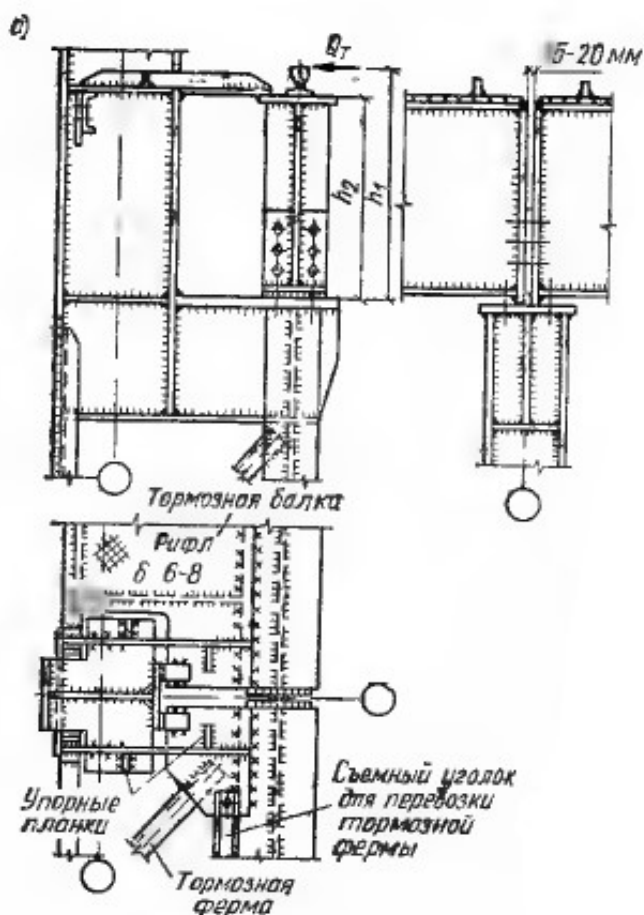


Рис. 16.9. Узел крепления балки к колонне

При проектировании узлов креплений подкрановых балок к колоннам нужно учитывать особенности их действительной работы. При движении крана с грузом опорные сечения перемещаются в горизонтальном и вертикальном направлениях. Конструкция креплений должна обеспечить жесткую передачу сил, допуская при этом свободу поворота опорных сечений. Горизонтальная сила тормозной фермы воспринимается вертикальной планкой, которая приваривается по торцам, и упорами при сжатии, обеспечивая свободу в горизонтальном и вертикальном направлениях опорной части балки.

Крепление рельса. На рис. 16.10 приведены конструктивные решения креплений рельса к верхнему поясу подкрановых балок. Специальные крановые рельсы типа КР крепят с помощью планок (рис. 16.10, а), устанавливаемые через 600-750 мм.

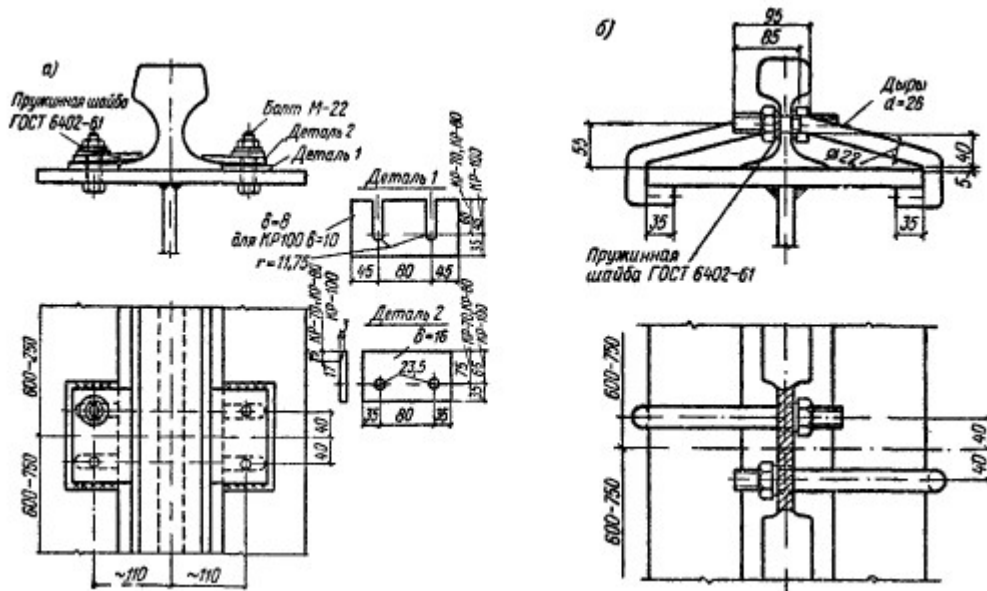


Рис.16.10. Крепление рельса к подкрановой балке
а) – кранового рельса КР; б) – железнодорожного.

Железнодорожные рельсы имеют высокую шейку и их крепят с помощью специальных крючьев (рис. 16.10. б).

Все типы креплений должны обеспечивать рихтовку рельса в пределах 20-30 мм, так как они смещаются в процессе эксплуатации. Поэтому наглухо приваривать рельс к поясу не рекомендуется.

Раздел XVII. ЛИСТОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ.

Тема 17.1. Общая характеристика листовых конструкций, основы работы и расчета

Листовыми называют конструкции, состоящие в основном из металлических листов или лент (оболочек), предназначенных для хранения, транспортирования жидкостей, газов и сыпучих материалов.

К этим конструкциям относятся:

- резервуары для хранения нефтепродуктов, воды и других жидкостей;
- газгольдеры для хранения и распределения газов;
- бункера и силосы для хранения и перегрузки сыпучих материалов;
- трубопроводы больших диаметров для транспортирования жидкостей, газов и размельчённых или разжиженных твёрдых веществ;
- специальные конструкции металлургической, химической и др. отраслей промышленности: кожухи доменных печей, воздухонагреватели; пылеуловители; дымовые трубы; сплошнотенчатые башни; градирни и т.д.

Такие листовые конструкции занимают около 30% от всех строительных металлических конструкций.

Особенности листовых конструкций

Условия работы листовых конструкций достаточно разнообразны:

- они могут быть надземными, наземными, полузаглублёнными, подземными, подводными;
- могут воспринимать статические и динамические нагрузки;
- работать под низким, средним и высоким давлением;
- под воздействием низких и высоких температур, нейтральных и агрессивных сред.

При изготовлении листовых конструкций требуется операции, которые не применяются для обычных конструкций, такие как фасонный раскрой, вальцовка, штамповка, изготовление рулонных заготовок и др.

Требуется выполнение большой протяженности сварных швов (в 2-3 раза больше чем для обычных конструкций на единицу веса). Сварные соединения элементов листовых конструкций выполняют встык, внахлестку и впритык. Широко применяется автоматическая электродуговая сварка.

Сварные швы должны быть не только прочными, но и плотными (непроницаемыми), поэтому широко используются различные методы контроля: УЗК, радиографический, капиллярный, метод керосиновой пробы с меловой обмазкой и др.

Листовые конструкции всегда совмещают несущую и ограждающую функции.

17.1.1. Особенности расчета

Большинство листовых конструкций являются тонкостенными оболочками вращения, которые рассчитывают на прочность, устойчивость и выносливость.

Для них характерно двухосновное напряжённое состояние, а в местах сопряжения с днищем и рёбрами жёсткости, в местах сопряжения оболочек различной кривизны (т.е. на границе изменения радиуса кривизны) возникают местные высокие напряжения, быстро затухающие по мере удаления от этих участков, это — так называемое явление краевого эффекта.

Безмоментная теория расчета

К оболочкам обычно относятся листовые конструкции, для которых $r/t \geq 20$, где r - радиус кривизны, а t - толщина оболочки. Поверхности таких оболочек имеют одну или две (для сфер) симметрии и два радиуса кривизны.

Рассчитывают оболочки методами теории упругости и теории оболочек. Если оболочка сплошная, гладкая, одной толщины и большой величины, достаточно удаленная от краевых линий, препятствующих или искажающих их плавность деформаций, то такие оболочки рассчитываются по безмоментной теории расчета. К краевым линиям относятся места у утора, сопряжение стенки с днищем, изменение толщины стенки, у мест ребер жесткости.

Для таких оболочек напряженное состояние под нагрузкой хорошо описывается уравнением Лапласа (см. рис 17.1.а)).

$$\frac{\sigma_1}{r_1} + \frac{\sigma_2}{r_2} = \frac{p}{t}, \quad (17.1)$$

где σ_1 и σ_2 – соответственно, нормальные меридиональные и кольцевые напряжения, r_1 и r_2 – радиусы кривизны оболочки вращения, соответственно, в меридиональном и кольцевом направлениях; p – внутреннее давление, действующее на элементарную площадку; t - толщина оболочки. Взаимосвязь напряжений σ_1 и σ_2 описывается уравнением

$$\sigma_2 = \sigma_1 \left(2 - \frac{r_2}{r_1} \right). \quad (17.2)$$

Проверку прочности оболочки выполняют по формуле

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \sigma_2} \leq R_{wy} \gamma_c, \quad (17.3)$$

где R_{wy} - расчетное сопротивление стыкового шва; γ_c - коэффициент условия работы.

Из уравнения (17.1) можно получить значения напряжений для некоторых оболочек при на действии на стенку давления равного p .

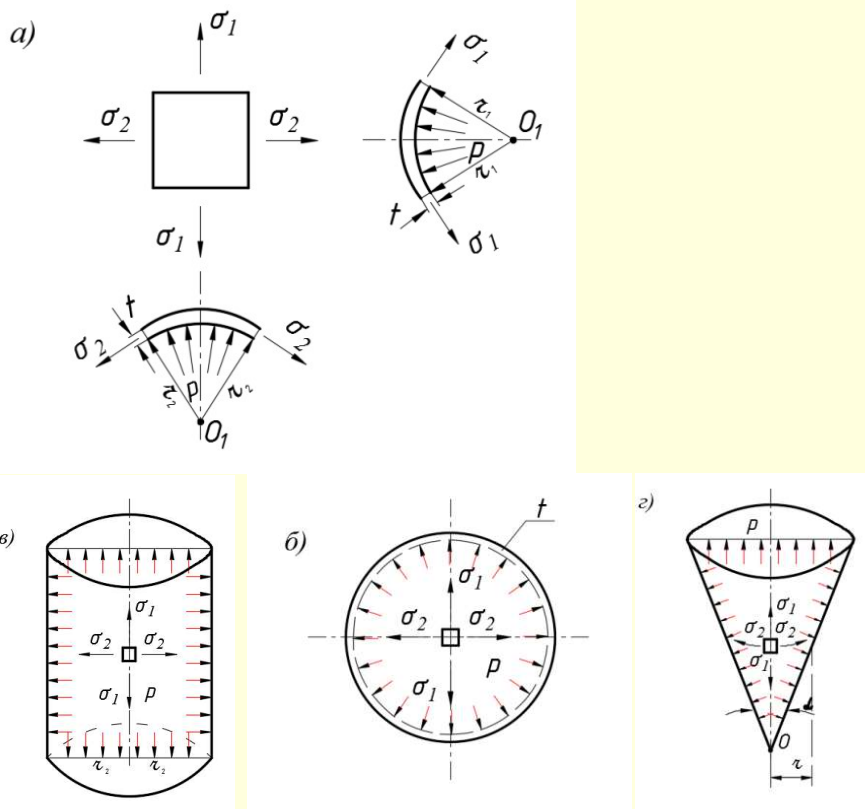


Рис. 17.1 К расчету оболочек

а) – равновесие элемента оболочки; б), в), г) – простейшие оболочки под внутренним давлением

Шаровая оболочка (рис. 17.1, б). Используя уравнение (17.1), принимая $r_1 = r_2 = r$, а так же $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma$, получим

$$\frac{2\sigma}{r} = \frac{p}{t}, \text{ и } \sigma = \frac{pr}{t}. \quad (17.4)$$

Цилиндрическая оболочка (рис. 17.1, в). Используя уравнение (17.1), принимая $r_1 = \infty$, получим

$$\frac{\sigma_2}{r_2} = \frac{p}{t}, \text{ и } \sigma_2 = \frac{pr_2}{t}. \quad (17.5)$$

Напряжения σ_1 получим, считая, что давление p действует на торцы оболочки

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A} = \frac{\pi r^2 p}{2\pi r t} = \frac{rp}{2t}. \quad (17.6)$$

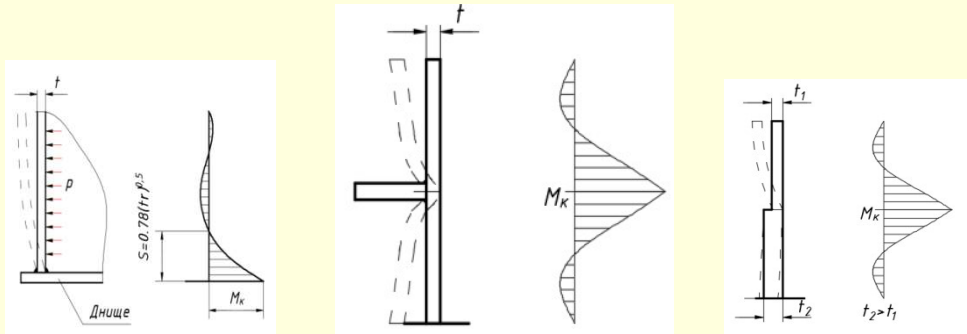
Коническая оболочка (рис. 17.1, г). Используя уравнение (17.1), принимая $r_1 = \infty$, $r_2 = \frac{r}{\cos \alpha}$, здесь r - радиус кривизны в любой точке оболочки, получим

$$\sigma_2 = \frac{pr_2}{t \cos \alpha} \text{ и } \sigma_1 = \frac{pr_2}{2t \cos \alpha} \quad (17.7)$$

Краевой эффект

Как уже отмечалось, у мест препятствующих свободе деформаций оболочек (краевых линий) проявляется краевой эффект – изгиб (рис. 17.2). Возникающие моменты краевого эффекта M_k часто бывают большими, однако они быстро затухают по мере удаления. Эпюры моментов имеют

волнообразный характер, так в цилиндрической оболочке (у утора) момент первой волны достигает нулевого значения на расстоянии $S = 0,78\sqrt{rt}$, а во второй волне момент уменьшается более чем в 20 раз.



У утора.

В зоне ребра .

В месте изменения толщины.

Рис. 17.2 Момент краевого эффекта

При сопряжении цилиндрических оболочек с плоским дном момент M_k на 1 длины можно приближенно определить по формуле

$$M_k = \alpha prt, \quad (17.8)$$

где $\alpha = 0,3$ при жестком защемлении и $\alpha = 0,1$ при упругом защемлении цилиндрической оболочки в дно.

Дополнительные местные напряжения от изгиба в оболочке на единицу длины определяются по формуле

$$\sigma = \frac{6M_r}{1t^2}. \quad (17.9)$$

Устойчивость оболочек

Кроме работы стенки оболочки на растяжение при эксплуатации в стенке могут возникнуть нормальные сжимающие напряжения при опорожнении – вакуум, внешних воздействий: собственный вес, снег, ветер и др., вследствие чего оболочка может потерять устойчивость.

Расчет на устойчивость замкнутых круговых цилиндрических оболочек вращения, равномерно сжатых параллельно образующим (постоянная нагрузка, снег, ветер и др.), следует выполнять по формуле

$$\sigma_1 \leq \gamma_c \sigma_{cr,1}, \quad (17.10)$$

а при действии внешнего равномерного давления p , нормального к боковой поверхности (например, вакуум) по формуле

$$\sigma_2 \leq \gamma_c \sigma_{cr,2}. \quad (17.11)$$

При одновременном действии нагрузок проверку устойчивости стенки следует выполнять по формуле

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{cr,1}} + \frac{\sigma_2}{\sigma_{cr,2}} \leq \gamma_c, \quad (17.12)$$

где σ_1 и σ_2 – соответственно, сжимающие нормальные меридиональные и кольцевые напряжения, определяются от внешних нагрузок и воздействий; $\sigma_{cr,1}$ и $\sigma_{cr,2}$ – соответственно, критические нормальные меридиональные и кольцевые напряжения, зависящие от размера оболочки, ее толщины,

кривизны, свойств стали (определяют по нормативным документам в зависимости от типа оболочки)

Расчет на устойчивость полной сферической оболочки (или ее сегмента) при $r/t \leq 750$ и действии внешнего равномерного давления p , нормального к боковой поверхности (например, вакуум) следует выполнять по формуле

$$\sigma \leq \gamma_c \sigma_{cr}, \quad (17.13)$$

где $\sigma = pr/2t$ – нормальные сжимающие напряжения; $\sigma_{cr} = \frac{0,1E}{r}$ – критические напряжения, принимаемые не более R_y .

Тема 17.2. Вертикальные цилиндрические резервуары.

17.2.1 Общая характеристика резервуаров

В зависимости от положения в пространстве и геометрической формы они делятся на цилиндрические (вертикальные и горизонтальные), сферические и каплевидные.

По расположению относительно планировочного уровня земли различают: наземные (на опорах), наземные, полузаглублённые, подземные и подводные.

Они могут быть постоянного и переменного объёмов.

Тип резервуара выбирают в зависимости от свойств хранимой жидкости, режима эксплуатации, климатических особенностей района строительства.

Наибольшее распространение получили вертикальные и горизонтальные цилиндрические резервуары как самые простые при изготовлении и монтаже.

Вертикальные резервуары со стационарной крышей являются сосудами низкого давления, в которых хранят нефтепродукты при малой их оборачиваемости (10 — 12 раз в год). В них образуется избыточное давление в паро-воздушной зоне до 2кПа, а при опорожнении вакуум (до 0,25кПа). Типовые резервуары изготавливаются вместимостью 1000 – 5000м³, применяют с объемами 10000м³, 20000м³ и с большими объемами.

Вертикальные резервуары с плавающей крышей и понтоном применяют при хранении нефтепродуктов при большой оборачиваемости. В них практически отсутствует избыточное давление и вакуум.

Резервуары повышенного давления (до 30кПа) используют для длительного хранения нефтепродуктов при их оборачиваемости не более 10 — 12 раз в год.

Шаровидные резервуары — для хранения больших объёмов сжиженных газов.

Каплевидные резервуары — для хранения бензина с высокой упругостью паров.

1.2.2. Вертикальные цилиндрические резервуары

На рис. 17.3 приведен общий вид вертикального цилиндрического резервуара.

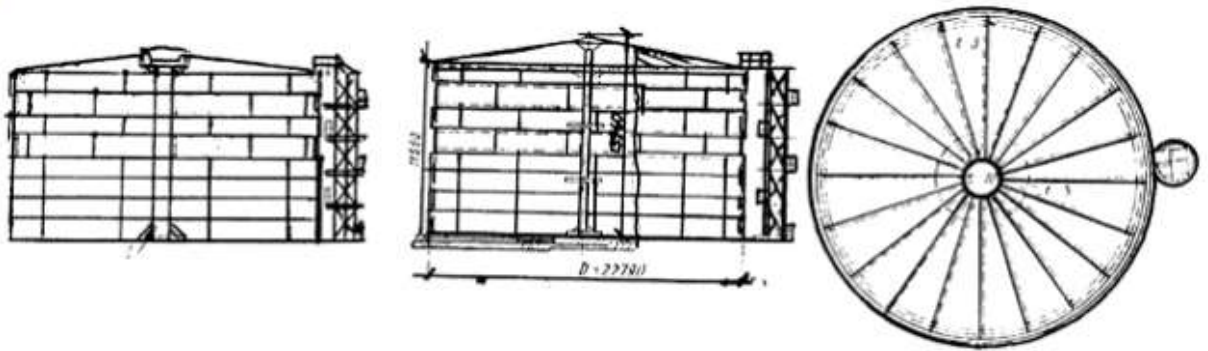


Рис. 17.3. Общий вид вертикального цилиндрического резервуара и щитовой крыши.

Основные элементы резервуара:

- стенка (корпус);
- днище;
- крыша (покрытие).

Оборудование резервуара состоит из арматуры (устройства для залива, замера и выпуска жидкости, предохранительных клапанов) и приспособлений для очистки и осмотра (лестницы, люки, лазы и др.)

Все элементы конструкций изготавливают из листовой стали, наименьшая толщина листа 4 мм. Применяемые стали С245, С255, С345, С345К и другие, а также алюминиевые сплавы. Вертикальные резервуары просты в изготовлении и монтаже, достаточно экономичны по расходу стали.

По исследованиям В.Г. Шухова установлены оптимальные размеры вертикального цилиндрического резервуара постоянного объёма, при которых расход металла будет наименьшим. Так, резервуар со стенкой постоянной толщины имеет минимальную массу, если масса днища и покрытия вдвое меньше массы стенки $[(m_{\text{дн}} + m_{\text{пок}}) / m_{\text{ст}}] = 2$, тогда значение оптимальной высоты резервуара определяется по формуле

$$h_{\text{opt}} = \sqrt[3]{\frac{V}{\pi} \times \left(\frac{\Delta}{t_{\text{ст}}}\right)^2}, \quad (17.14)$$

где V — объём резервуара;

$\Delta = t_{\text{дн}} + t_{\text{прив}} \cdot \text{толщ. покр.}$ — сумма толщины днища и приведённой толщины покрытия с учетом каркаса;

$t_{\text{ст.}}$ — толщина стенки корпуса.

В резервуарах больших объёмов толщина стенки переменна по высоте. Масса такого резервуара получится минимальной, если суммарная масса днища и покрытия равна массе стенки, т.е. $m_{\text{дн.}} + m_{\text{пок.}} = m_{\text{ст.}}$

В этом случае

$$h_{\text{opt}} = \sqrt{(R_{wy} \Delta) / \gamma_f \gamma_{ж}} \quad (17.15)$$

где $\Delta = t_{\text{дн.}} + \text{прив. толщ. покр.}$,

γ_f — коэффициент надёжности по нагрузке,

$\gamma_{ж.}$ — удельный вес жидкости.

Конструкция стенки вертикального цилиндрического резервуара

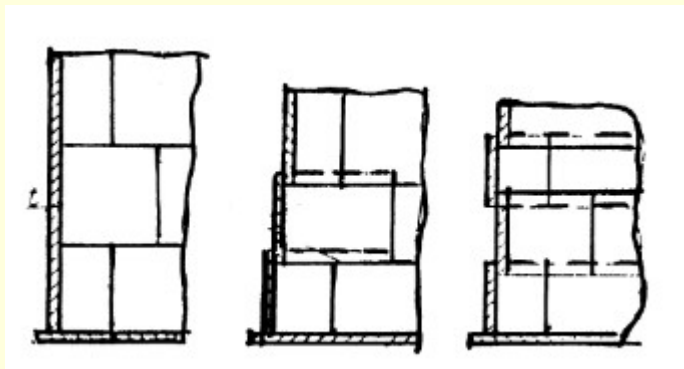


Рис . 17.4 Стенка резервуара

Стенка резервуара состоит из ряда колец (обечаяек) высотой, равной ширине листа. Чаще всего для стенки используют листы размерами 1500х6000 мм независимо от толщины. Соединяют пояса между собой встык или внахлестку в телескопическом или ступенчатом порядке. Сопряжение встык выполняют в основном на заводе изготовителе (реже на монтаже), внахлестку — как на заводе, так и на монтаже. Распространённый метод строительства резервуаров является метод рулонирования, заключающийся в том, что полотно стенки сваривают на заводе автоматической сваркой, сворачивают в рулоны массой не более 60 т и транспортируют на строительную площадку. Там рулоны разворачивают и выполняют сварной монтажный стык с физическими методами контроля.

Днище резервуара

На рис 17.5 приведено конструктивное решение днища резервуара. Так как днище резервуара опирается по всей своей площади на песчаное основание, то от давления жидкости оно испытывает незначительные напряжения. Поэтому толщину листа днища не рассчитывают, а принимают конструктивно толщиной 4 -6мм с учётом удобств монтажа и сопротивляемости коррозии. Для защиты от коррозии песчаное основание под днищем пропитывают битумом.

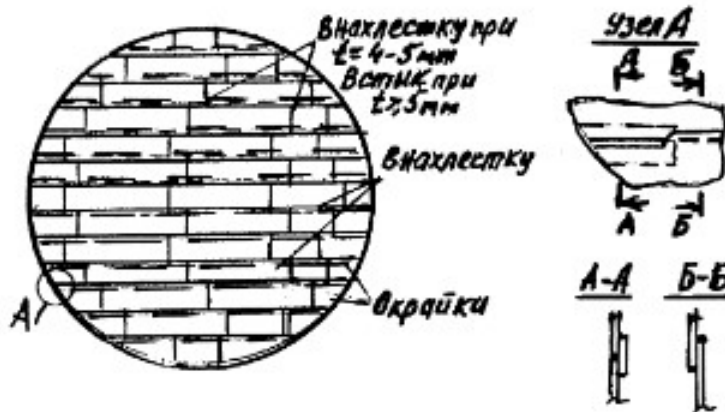


Рис.17.5 Днище резервуара.

При $V \leq 1000 \text{ м}^3$ и $D < 15 \text{ м}$ $t_{\text{дн}} = 4 \text{ мм}$; при $V > 1000 \text{ м}^3$ и $D = 18 - 25 \text{ м}$, $t_{\text{дн}} = 5 \text{ мм}$; при $D > 25 \text{ м}$, $t_{\text{дн}} = 6 \text{ мм}$.

Листы полотнищ днища соединяют между собой встык. Крайние листы — "окрайки" — принимают толщину листов средней части днища. Полотнище днища так же изготавливается на заводе в виде нескольких монтажных элементов, которые сворачиваются в рулоны для транспортировки на место строительства. Монтажные стыки полотнищ днища осуществляют внахлестку после раскатки рулонов днища на песчаном основании.

Крыша резервуара.

Выбор типа покрытия зависит от условий эксплуатации резервуара: если преобладают нагрузки на покрытие, действующие сверху вниз (вес покрытия и теплоизоляция, снег, вакуум), то применяются конические или сферические покрытия, если преобладают нагрузки, действующие снизу вверх (внутреннее избыточное давление паровоздушной смеси), то предпочтение отдают сфероцилиндрическим или торосферическим покрытиям (рис. 17.6).

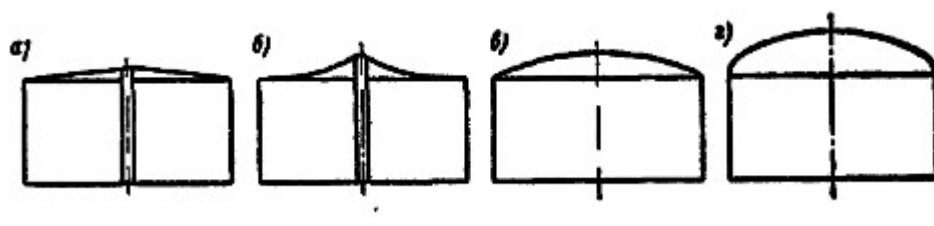


Рис.17.6. Типы кровель

а - коническая; б - висячая; в - сферическая; г - сферовидная или сфероцилиндрическая.

Конические крыши состоят из ферм, прогонов, радиальных балок и связей довольно трудоемки при изготовлении и монтаже. В основном применяется коническая щитовая форма. Щиты конструируются из каркасов, изготовленных из прокатных двутавров и швеллеров, к которому приварена обшивка из стальных листов ($t = 2,5 - 3 \text{ мм}$). При щитовом покрытии

существенно уменьшается число монтажных элементов и упрощается монтаж.

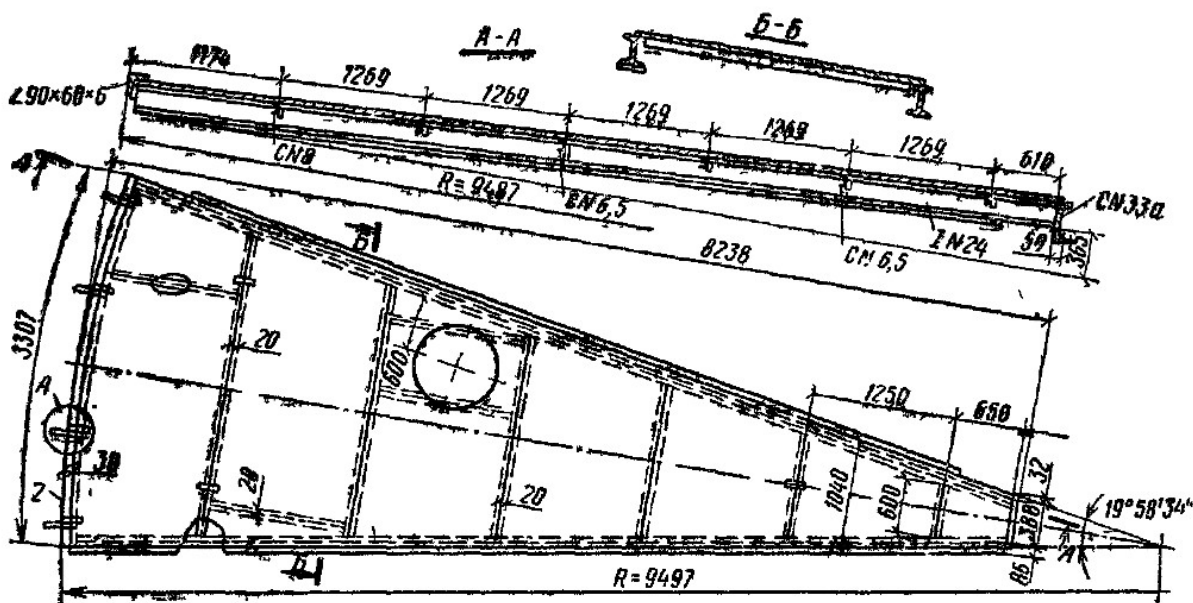


Рис. 17.7. Щит кровли вертикального цилиндрического резервуара вместимостью 3000 м³

Сферические покрытия используют для резервуаров больших объемом, представляют собой купол, секторные щиты которого опираются на верхнее обвязочное кольцо.

Расчёт на прочность — стенка корпуса является несущим элементом и рассчитывается по методу предельных состояний на действие гидростатического и избыточного давлений.

а)

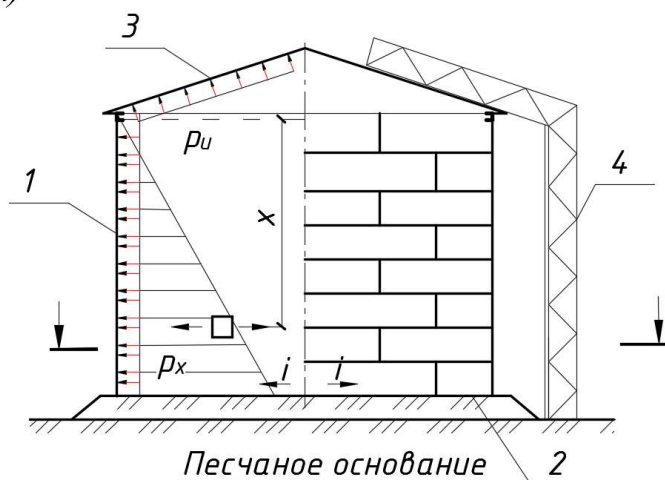


Рис. 17.8. К расчету резервуара. 1- стенка; 2- днище; 3- крыша; 4 –шахтная лестница.

На глубине x от высшего уровня жидкости резервуара гидростатическое давление равно $p_x = \gamma \cdot x$, кроме того действует избыточное давление p_u .

Запишем уравнение Лапласа $\frac{\sigma_1}{r_1} + \frac{\sigma_2}{r_2} = \frac{p}{t}$, где $r_1 = \infty$, тогда $\frac{\sigma_1}{r_1} = 0$, примем $r_2 = r$, получим

$$\sigma_2 = \frac{p \cdot r}{t}, \quad (17.16)$$

Подставляя в уравнение (17.16) значения гидростатического и избыточного давлений, получим значение нормальных растягивающих напряжений в любом кольце стенки на расстоянии x_i до низа кольца

$$\sigma_2 = \frac{(\gamma_{f1} \cdot \gamma \cdot x_i + \gamma_{f2} p_u) r}{t} \quad (17.17)$$

Тогда толщина стенки каждого кольца (обечайки) будет равна

$$t_i = \frac{(\gamma_{f1} \cdot \gamma \cdot x_i + \gamma_{f2} p_u) r}{R_{wy} \gamma_c}, \quad (17.18)$$

где $\gamma_{f1} = 1,1$ и $\gamma_{f2} = 1,2$ – коэффициенты надежности по нагрузке, соответственно, для гидростатического давления и избыточного давления; $\gamma_c = 0,8$ – коэффициент условия работы для стенки; R_{wy} – расчетное сопротивление стыкового шва.

Окончательно толщину стенки каждой обечайки принимают по сортаменту на листовой прокат с учетом припуска на коррозию и минусового допуска на прокат $t = t_i + \Delta_{t1} + \Delta_{t2}$.

В месте сопряжения стенки с днищем возникает изгибающий момент краевого эффекта, который с учетом упругости защемления можно определить по формуле

$$M_k = 0,1(\gamma_{f1} \cdot \gamma \cdot H + \gamma_{f2} p_u) r \cdot t, \quad (17.19)$$

где H – высота резервуара.

Чтобы не увеличивать жесткость сопряжения с днищем, выступ днища следует принимать равным 50 мм. В месте сопряжения прочность сварных швов проверяют по формуле

$$\sigma_w = M_k / W_w \leq R_{wy} \gamma_c, \quad (17.20)$$

где W_w – момент сопротивления сечения 1 см двух угловых швов.

1.3. Горизонтальные цилиндрические резервуары

Горизонтальные цилиндрические резервуары проектируют вместимостью от 3 м³ до 300 м³. Их достоинства: 1) простота конструктивной формы; 2) возможность поточного изготовления на заводе и перевозка в готовом виде; 3) удобство надземной и подземной установки; 4) возможность эксплуатации при высоких давлениях (до 2000 кН/м²) и вакууме (до 100 кН/м²), вследствие чего снижаются потери легкоиспаряющихся жидкостей при хранении. Недостатками являются устройство специальных опор и сравнительная сложность замера жидкости.

Проектируют резервуары длиной – 2 - 30 м, диаметром – 1,4 - 4 м, корпус выполняют из листовой стали толщиной - 3 – 36 мм, обечайки сваривают из

одного или двух листов шириной 1500 – 2000 мм. Конструкция резервуара вместимостью 100 м³ приведена на рис. 17.9.

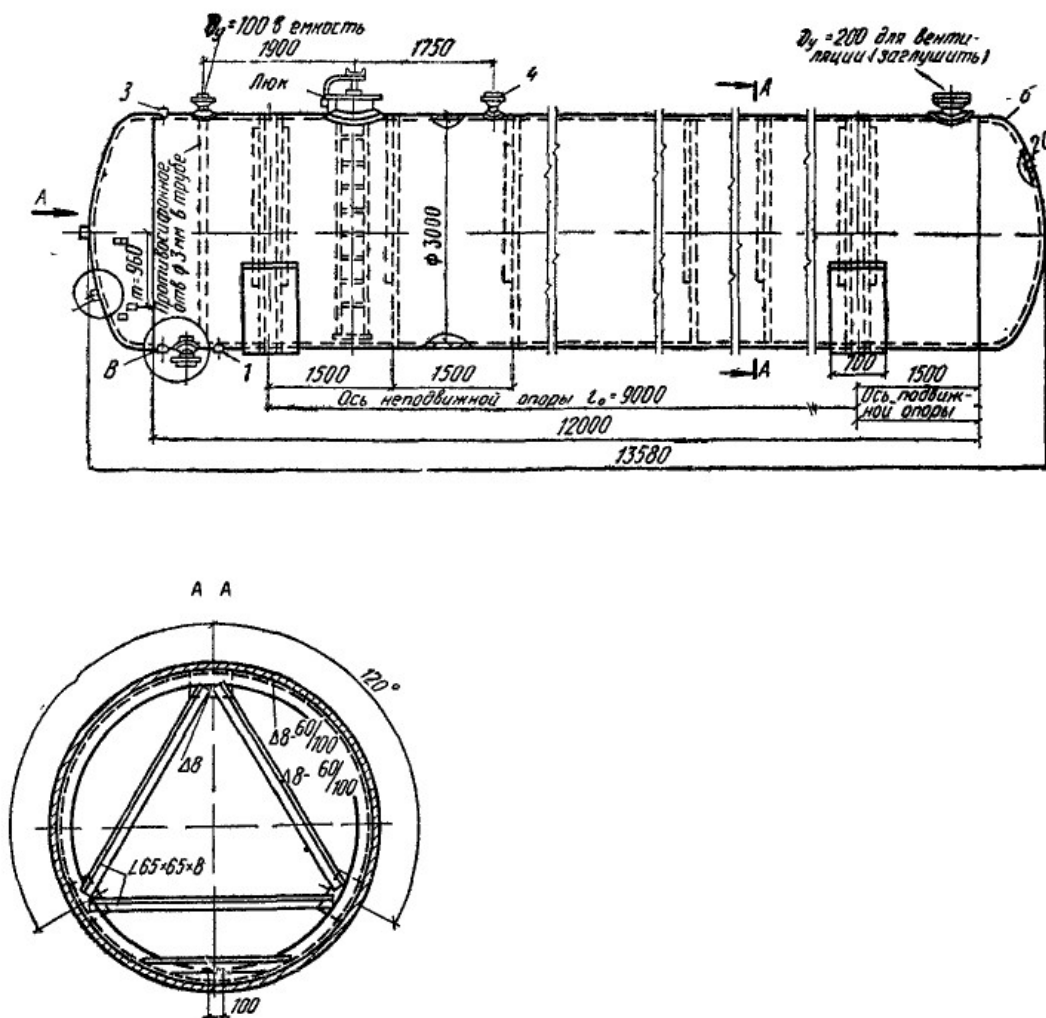


Рис. 17.9. Горизонтальный цилиндрический резервуар вместимостью 100 м³:
разрез А-А – диафрагма жесткости

Резервуар состоит из цилиндрической оболочки (стенка корпуса); двух дниц по торцам; диафрагм жесткости, в местах установки опор; горловины диаметром 500 – 750 мм (для осмотра, ремонта и очистки) с крышкой и лазом; муфт, вентилях и др. арматуры.

Опоры резервуаров могут быть стоечными и седловидными, выполняемые из железобетона. На рис. 17.11. приведена схема горизонтального резервуара с цилиндрическими днищами вместимостью 100 м³ и стоечными опорами.

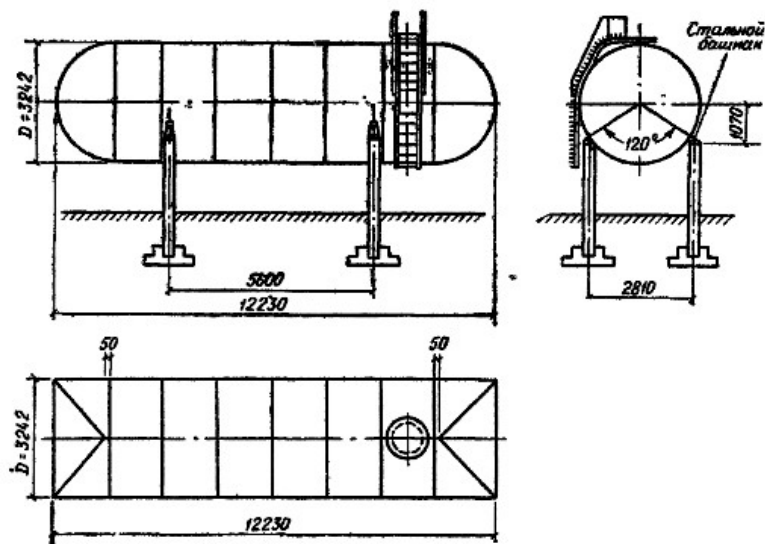


Рис. 17.10. Горизонтальный резервуар с цилиндрическими днищами вместимостью 100 м^3 и стоечными опорами.

Днища резервуаров делают плоскими, коническими, цилиндрическими, сферическими и эллипсоидными (рис. 17.10).

Плоские днища применяются при объемах до 100 м^3 и давлениях до 40 кН/м^2 , конические – при тех же объемах и давлении до 50 м^3 . Эти днища, работающие при избыточных давлениях более $40\text{-}50 \text{ кН/м}^2$, получают слишком деформативными, что делает невозможным точное измерение объема жидкости. Поэтому цилиндрические, сферические и эллипсоидные днища являются более целесообразными.

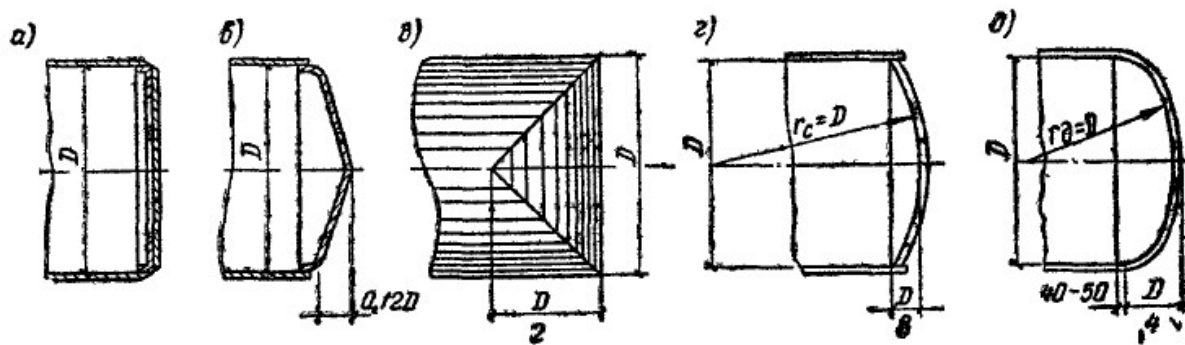


Рис.17.10. Типы днищ горизонтальных резервуаров

а) -плоское; б) – коническое; в) – цилиндрическое; г) – сферическое; д) – эллипсоидное.

Поскольку опоры, установленные в местах диафрагм жесткости, обеспечивают работу корпуса резервуара как двухконсольной балки кольцевого сечения (с нагрузкой от веса резервуара и жидкости), то их

расположение определяют из условия равенства пролетного и консольных моментов.

Стенка корпуса воспринимает напряжения при изгибе, при работе по балочной схеме, а также напряжения от гидростатического и избыточного давления , действующего на корпус и днище резервуара.

Раздел XVIII КОНСТРУКЦИИ ВЫСОТНЫХ СООРУЖЕНИЙ.

Тема 18.1. Башни и мачты

К башенным и мачтовым конструкциям относятся сооружения, представляющие собой высокие опоры различного назначения: антенные сооружения для радио, телевидения, ретрансляции и т.п.; вышки для бурения, освещения, геодезического назначения и др.; опоры линий электропередачи, канатных дорог и т.п.

Башнями называются свободно стоящие сооружения, ствол которых жестко заделан в основании и работает как консоль.

Мачты представляют собой высокие тонкоствольные конструкции, расчлененные оттяжками и работающие как балка на упругих опорах. Мачты экономичнее башен по расходу стали, но для их установки требуется большая площадь.

Нагрузками для башен и мачт являются собственный вес и оборудование, из-за большой их высоты доминирующее влияние на их работу оказывают ветер и гололед. Для ствола мачты напряжения от вертикальной силы составляют около половины расчетных усилий вследствие воздействия вертикальной составляющей оттяжек.

Для уменьшения воздействия от ветра рационально применять трубчатые сечения, имеющие наилучшую обтекаемость, что позволяет снизить расход материала до 50% в сравнении с конструкциями из прокатных профилей. Для повышения жесткости на кручение по длине ствола устраивают диафрагмы не реже чем через интервал равный трехкратному поперечному сечению ствола.

Проектируют башни и мачты из сталей С245, С255, С345 и др.,. Для труднодоступных мест иногда транспортируемых и монтируемых вертолетами целесообразно применять алюминиевые сплавы.

Конструктивные решения

Башни. Стволы башен проектируют сквозного сечения, башен небольшой высоты – сквозного и сплошного трубчатого сечения. На рис. 18.1 показан общий вид сквозной башни и ее очертания. Ширина базы башни

принимается в пределах $1/6 - 1/15$ высоты, верхнего сечения $1 - 2$ м. Основными типами решетки являются: крестовая с дополнительными распорками, ромбическая и полураскосная. Монтируют башни отдельными секциями с фланцевыми соединениями на болтах.

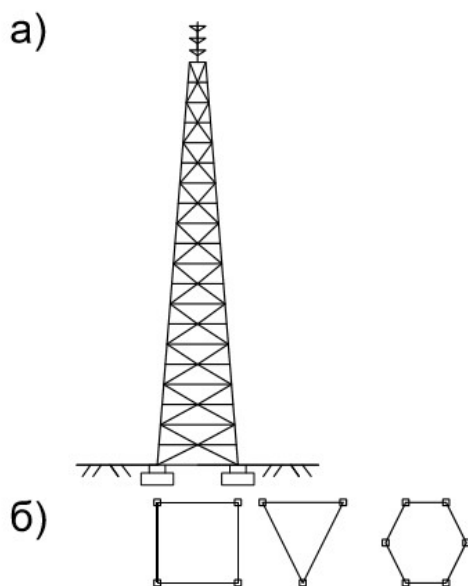


Рис. 18.1. Общий вид башни.

а) схема башни; б) сечения сквозной башни

Мачты.

Стволы мачт проектируют постоянного по высоте сквозного или сплошного сечения. На рис.18.2 показан общий вид мачты. Сечение в плане сквозных мачт принимают треугольными или квадратными, с оттяжками. Сечения поясов, как более обтекаемые, лучше всего делать из труб, для решетки используют трубы или круглые стержни. Мачты различной высоты собирают из одинаковых типовых секций, оттяжки – из стальных канатов с жестким сердечником. Устанавливают их на фундаменты, бетонные анкерные блоки, расположенные в земле.

Оттяжки разных ярусов размещаются или параллельно друг другу, или сходятся в одну точку. Для обеспечения поперечной жесткости мачты наименьший угол наклона оттяжки и вертикали принимается 30° . Наибольшее упругое перемещение конца мачты и точек, в которых крепятся оттяжки, не должен превышать $1/100$ расстояния от этих точек до земли.

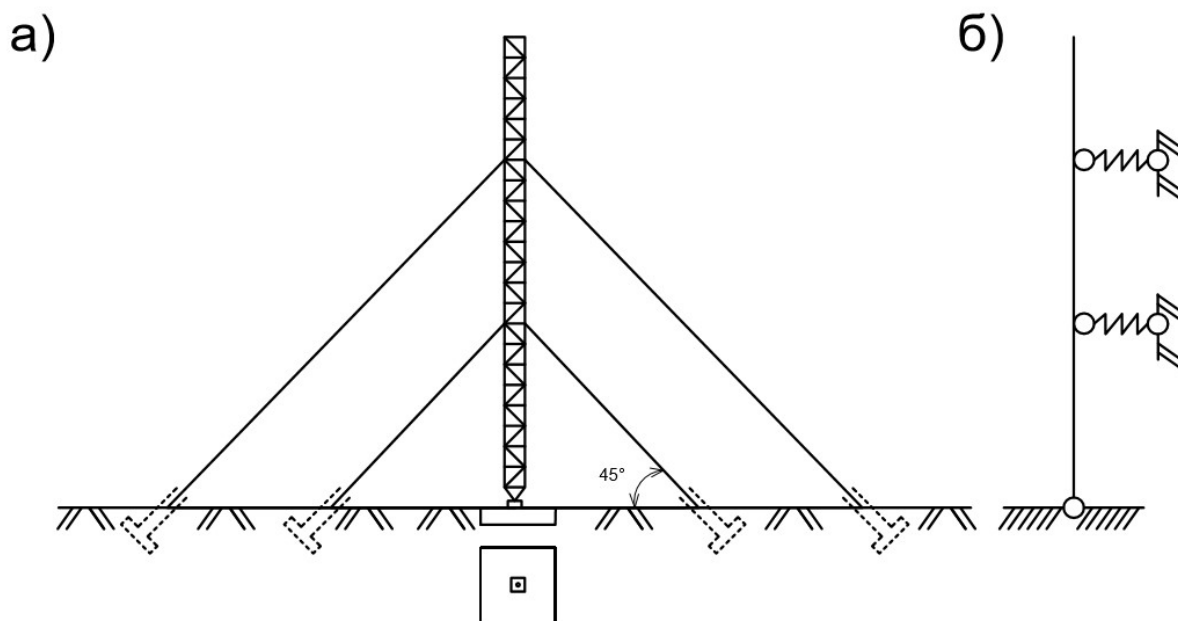


Рис.18.2. Общий вид мачты.
а) – схема мачты; б) – расчетная схема.

Ствол мачты шарнирно опирается на центральную опору. При необходимости мачту изолируют от земли бочкообразными фарфоровыми изоляторами, на которую ставят балансирующую опорную плиту. Внутри ствола устраивают вертикальную лестницу с промежуточными площадками.

18.2. Опоры ЛЭП.

Воздушные линии электропередачи (ЛЭП), расположенные на открытом воздухе, предназначены для передачи и распределения электроэнергии по голым проводам, прикрепленным изоляторами и арматурой к опорам (рис. 18.3). На опорах сверху, при высоких напряжениях закрепляются один или два стальных грозозащитных троса (на рис. 18.3 - С-70), на консолях к изоляторам – сталеалюминиевые провода марки АС, диаметром 25- 37 мм, массой 1250-2750 кг/км.

На рис. 18.4 приведен рисунок промежуточной порталной опоры из уголков на оттяжках линии 500 кВ.

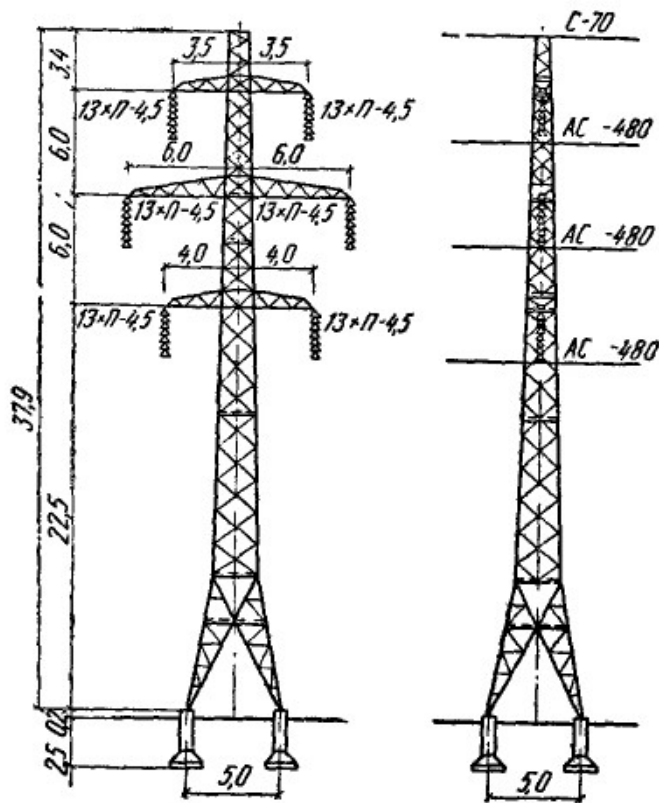


Рис.18. 3. Общий вид одноствольной линейной опоры двухцепной линии 220 кВ (ствол опоры в виде башни)

Расстояние между опорами ЛЭП с напряжением 220 – 300кВ принимается 200 – 400 м, на линиях с напряжением 400 – 500кВ – до 500 – 600 м, чем и определяется нагрузка на них от проводов.

Опоры ЛЭП разделяются на линейные (промежуточные), расположенные на прямолинейном участке, специальные (анкерные), расположенные в углах трассы (угловые), у переходов через водные преграды и другие препятствия (переходные). Опоры могут быть одноствольные и порталные (двухствольные или четырехствольные). Одноствольные опоры уширяются внизу и опираются на отдельные сборные железобетонные фундаменты.

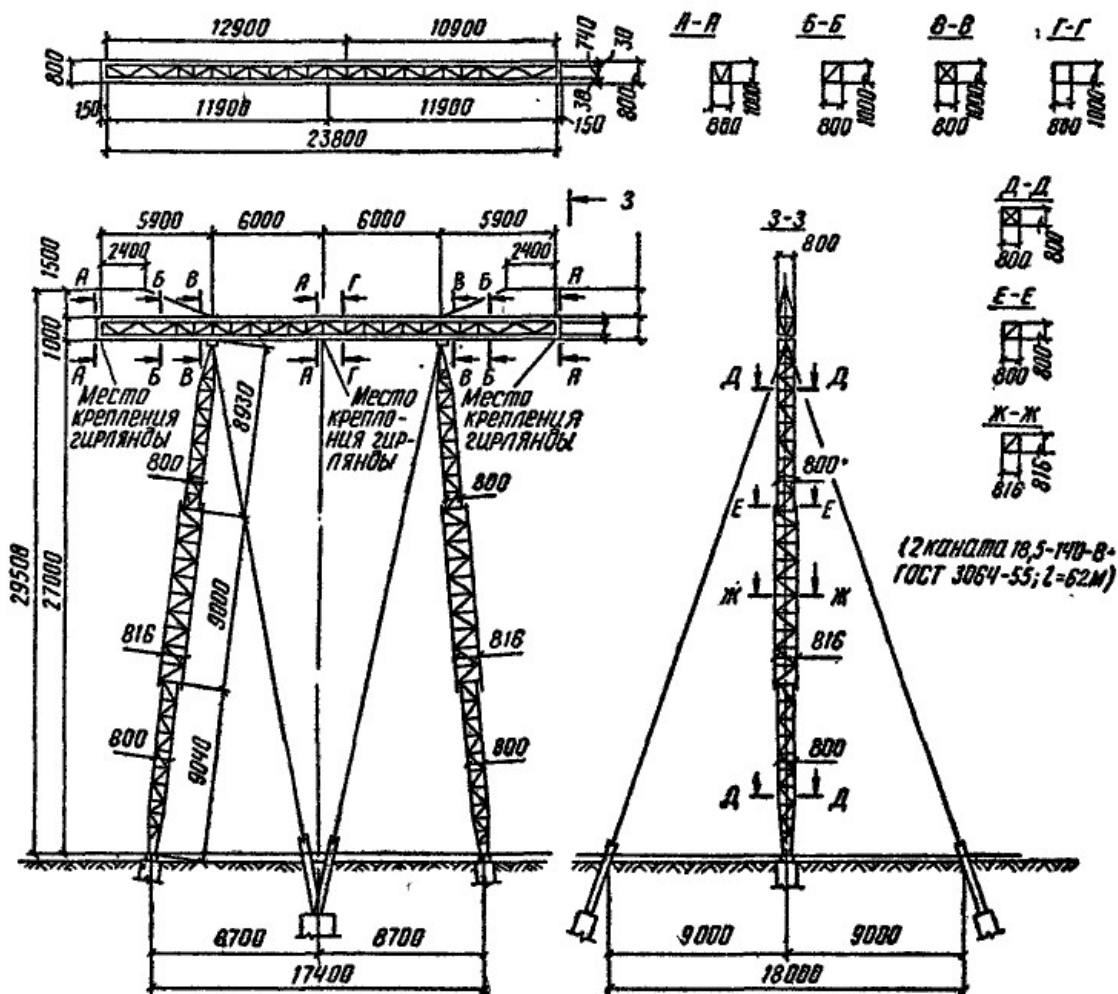


Рис. 18.4. Общий вид промежуточной порталной опоры из уголков на оттяжках линии 500 кВ (стволы стоек опоры в виде мачт)

Линейные опоры воспринимают относительно небольшие продольные усилия. На специальные опоры действуют большие дополнительные усилия от угловой составляющей тяжения проводов, разности тяжения у переходов и т.д. Для опор ЛЭП характерна работа на кручение при одностороннем обрыве проводов. Опоры ЛЭП имеют высоту 20 – 40 м, у переходов рек и т.п. опоры проектируют высотой до 80 – 100 м.

Сечение поясов и раскосов обычно принимают из одиночных уголков, вся опора делится на отдельные секции с монтажными соединениями на сварке или на болтах.

18.2.1. Определение усилий в сквозных пространственных стержнях башен и мачт. Особенности проектирования ЛЭП

Стволы сквозных башен и мачт являются пространственными стержнями с гранями из плоских ферм. В общем случае в сечении стержня действуют нормальная и поперечная силы N и Q , а также изгибающие и крутящие моменты M и $M_{кр}$ (рис.4.а)

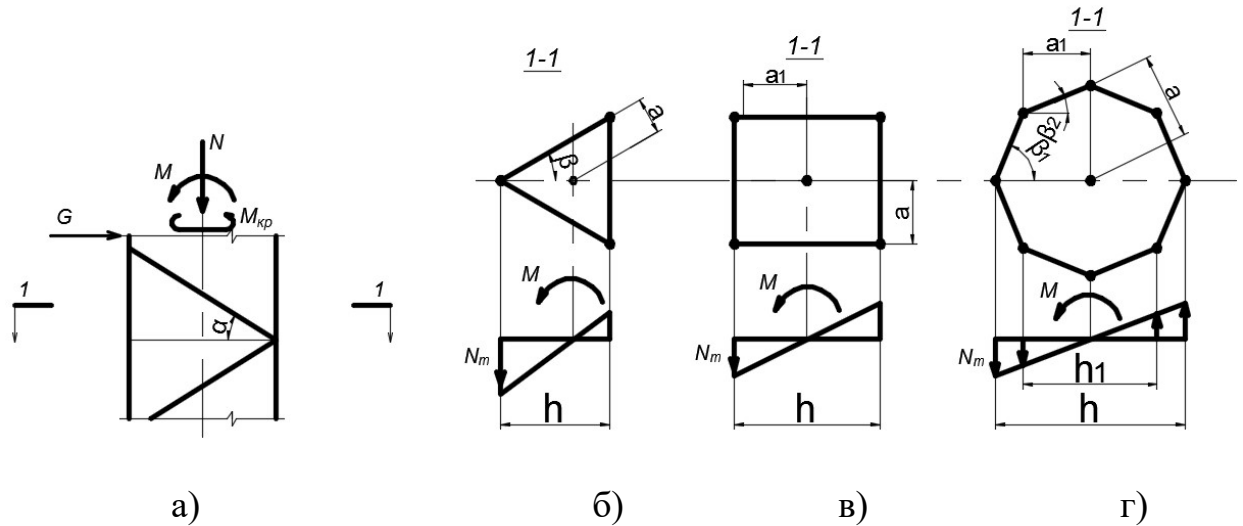


Рис.18.5. К определению усилий в элементах пространственных сквозных стержней башен и мачт.

Точное определение усилий в стержнях поясов и решетки является сложной задачей, однако для первой итерации расчета для определения сечений стержней для стволов с параллельными поясами (или имеющими небольшой уклон) эти усилия можно найти приближенным способом. Усилия в поясах возникают главным образом от действия нормальной силы и изгибающего момента

$$N_{II} = N_N + N_M, \quad (18.1)$$

а в раскосах решетки – от действия поперечной силы и крутящего момента

$$N_P = N_Q + N_{кр}, \quad (18.2)$$

Усилие в поясе от действия нормальной силы с одинаковыми сечениями можно определить по формуле

$$N_N = N / (n \cos \gamma), \quad (18.3)$$

где n – количество ветвей или граней стержней; γ – угол наклона ветви к вертикальной оси.

Наибольшее усилие в поясе от действия изгибающего момента будет равно:
 – в трехгранном стволе (рис.18.5,б)

$$N_M = M/h, \quad (18.4)$$

– в четырехгранном стволе (рис.18.5,в)

$$N_M = M/2h, \quad (18.5)$$

– в многогранном стволе (рис.18.5,г)

$$N_M = \frac{Mh}{\sum h_i^2}, \quad (18.6)$$

где $\sum h_i^2 = 2h_1^2 + \dots + h_n^2$, здесь h_i – расстояния между центрами ветвей ствола. Цифра 2 указывает, что на расстоянии h_i с каждой стороны находятся по две ветви.

Наибольшее усилие в ветви четырехгранного квадратного ствола от изгиба при действии ветровой нагрузки, действующей в любом направлении, будет при направлении ветра перпендикулярно диагонали сечения $N_M = \frac{M}{h\sqrt{2}}$.

Усилие в раскосах при действии поперечной силы можно определить по формуле

$$N_Q = \frac{Q}{2 \cos \beta \cos \alpha}, \quad (18.7)$$

где 2 – число рабочих граней; β – угол наклона пары рассматриваемых граней к оси сечения; α – угол наклона раскосов к горизонту.

Составляющую усилия в раскосе от крутящего момента можно найти в предположении, что он реализуется суммой моментов от сил, действующих горизонтально вдоль каждой грани, умноженных на свои плечи, равные расстоянию a от центра тяжести сечения до каждой грани. Тогда усилие в раскосе рассматриваемой грани будет равно

$$N_{кр} = \frac{M_{кр}}{na \cos \alpha}. \quad (18.8)$$

Определив по формулам (18.1) и (18.2) расчетные усилия в поясах и раскосах, рассчитывают их как центрально сжатые стержни. Расчетную длину поясов и раскосов при числе граней до шести включительно принимают равной расстояниям между узлами. Если граней восемь и более, то расчетную длину поясов в радиальном направлении надо брать равной

расстоянию между жесткими диафрагмами, расположенными поперек стержня.

Весь ствол башни и участки ствола мачты между раскрепленными точками должны быть проверены на общую устойчивость как единые стержни составного сечения.

Особенности проектирования ЛЭП

Опоры ЛЭП рассчитываются на три режима – три сочетания нагрузок:

- 1) нормальный режим работы линии – провода не оборваны (основное сочетание нагрузок);
- 2) монтажный режим – монтаж проводов и тросов с одной стороны опоры (дополнительное сочетание нагрузок);
- 3) аварийный режим линии – часть проводов оборвана (особое сочетание нагрузок).

При расчете опор и фундаментов в монтажном режиме на все виды нагрузок вводится единый коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,1$, за исключением массы монтера и монтажных приспособлений, для которых $\gamma_f = 1,3$.

При расчете опор и фундаментов в аварийном режиме нормативное значение тяжения проводов или тросов при одностороннем обрыве умножают на $\gamma_f = 1,3$.

Промежуточные опоры линий напряжением до 220 кВ рассчитывают на обрыв одного из проводов, создающий наибольший изгибающий или крутящий момент; анкерные опоры линий того же напряжения рассчитываются на обрыв двух из трех или трех из шести проводов или грозозащитного троса (при необорванных проводах).

При определении ветровой нагрузки необходимо учитывать неравномерность распределения скоростного напора по пролету, аэродинамические значения для проводов и тросов (чистых или покрытых гололедом и др.). Усилия в стержнях опор ЛЭП определяют обычными методами строительной механики (см. стволы башен и мачт), подбор сечений и конструирование узлов ведут аналогично как стропильных ферм.

РАЗДЕЛ XIX. ОСНОВЫ ЭКОНОМИКИ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Тема 19.1. Основные положения экономической эффективности металлических конструкций

Стоимость конструкций является одним из основных ее экономических показателей. Общая стоимость металлических конструкций складывается из следующих частей:

- стоимость проектирования, зависящая от конструктивного решения здания и вида конструкций, их сложности, повторяемости;
- стоимости металла и других материалов (электроды, метизы, окрасочные материалы и др.), расходуемые при изготовлении;
- стоимость издержек производства при изготовлении, зависящая от механовооруженности завода механизмами и оборудованием, сложности и серийности конструкций:
- транспортных расходов на перевозку, зависящую от габаритов конструкций, дальности, транспортных средств:
- стоимости монтажа (сборка, установка), зависящая от вида, сложности конструкций, механизмов, приспособлений и условий производства работ.

Основной объем строительных металлических конструкций изготавливается на специализированных заводах. Монтаж металлических конструкций ведут специализированные монтажные организации.

Тема 19.2. Основные положения расчета стальных конструкций по Еврокоду

В настоящее время в РБ расчет строительных стальных конструкций можно выполнять по ТКП EN и Национальным приложениям к ним (Еврокодам).

Основные документы, по которым выполняется сбор нагрузок и определение расчетных усилий:

1. ТКП EN 1990-2011 «Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций» - М: МАиС, 2012
2. ТКП EN 1991-1-1-1. Еврокод 1. Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-1. Удельный вес, постоянные и временные нагрузки на здания / Минск: Минстройархитектуры,.
3. ТКП EN 1991-1-3. Воздействие на конструкции. Часть 1-3. Общие воздействия. Снеговые воздействия/ Минск: Минстройархитектуры, 2009.
4. ТКП EN 1991-1-4 Воздействие на конструкции. Часть 1-4. Общие воздействия. Ветровые воздействия. / Минск: Минстройархитектуры, 2009.

Расчет стальных конструкций по Еврокодам выполняют по методике предельных состояний в соответствии с:

5. ТКП EN 1993-1-1-2009. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. » - М: МАиС, 2009.

Значения частных коэффициентов надежности определяются их калибровкой теории рисков вероятностными методами расчета.

19.2.1. Классификация поперечных сечений

В соответствии с ТКП EN 1993-1-1 (п. 5.5.2) различают четыре класса поперечных сечений:

– класс 1 – поперечные сечения, в которых может образоваться пластический шарнир с вращательной способностью, требуемой для расчета в пластической стадии и достигаемой без снижения несущей способности;

– класс 2 – поперечные сечения, в которых могут развиваться пластические деформации, но в которых ограничена вращательная способность вследствие потери местной устойчивости;

– класс 3 – поперечные сечения, в которых напряжение в крайних сжатых волокнах стального элемента при упругом распределении напряжений может достигнуть предела текучести, но потеря местной устойчивости препятствует развитию пластических деформаций;

– класс 4 – поперечные сечения, в которых потеря местной устойчивости наступает до достижения предела текучести в одной или более зонах поперечного сечения.

Классификация поперечных сечений зависит от отношения ширины к толщине частей сечения, расположенных в его сжатой зоне. Сжатые зоны включают все части поперечного сечения, которые полностью или частично сжаты под действием рассматриваемого сочетания нагрузок. Различные сжатые части поперечного сечения (такие как стенка или полка) могут относиться к различным классам.

Поперечные сечения классифицируются по наивысшему (наименее благоприятному) классу сжатых частей сечения. Исключения приведены в ТКП EN 1993-1-1 (п. 6.2.1(10) и п. 6.2.2.4(1)). Альтернативно классификация поперечного сечения может быть установлена с учетом классификации как полки, так и стенки.

Определение класса поперечного сечения определяется в соответствии с табл.5.2, ТКП EN 1993-1-1.

Определение эффективного поперечного сечения

Расчет элементов сечением 4 класса выполняется по эффективным поперечным сечениям. Характеристики эффективного поперечного сечения конструкции, как правило, определяют по эффективным площадям сжатых элементов и эффективным площадям растянутых элементов вследствие эффекта сдвигового запаздывания.

Эффективную площадь сечения A_{eff} определяют, считая, что поперечное сечение подвергается только осевому сжатию силой N_{Ed} . Для поперечных сечений 4-го класса имеет место эксцентриситет e_N , который появляется из-за смещения центра тяжести эффективной площади сечения A_{eff} , относительно центра тяжести поперечного сечения брутто, в результате чего возникает дополнительный изгибающий момент, который, как правило, необходимо учитывать при проверке поперечного сечения согласно ТКП EN 1993-1-5 (п. 4.6).

Момент сопротивления эффективного сечения W_{eff} определяют, считая, что поперечное сечение подвергается только изгибающему моменту M_{Ed} . При действии изгибающих моментов в двух главных плоскостях, как правило, определяют моменты сопротивления эффективного сечения относительно двух главных осей.

Примечание – Как альтернатива, допускается определять эффективное поперечное сечение с применением результирующего распределения продольных напряжений от одновременного действия N_{Ed} и M_{Ed} . Дополнительный момент от e_N необходимо учитывать, что требует повторных расчетов.

19.2.2. Общие сведения расчета центрально нагруженных элементов по предельным состояниям несущей способности

а) Центрально-растянутые элементы

Сопротивление поперечных сечений центрально растянутых элементов обеспечено, если выполняется следующее условие по ТКП EN 1993-1-1 (п. 6.2.3):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

где для сечений с отверстиями для болтов расчетное значение несущей способности на растяжение $N_{t,Rd}$ следует принимать наименьшим из:

а) - $N_{pL,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{MO}}$ – расчетное значение несущей способности поперечного сечения брутто в пластической стадии;

б) - $N_{u,Rd} = \frac{0,9A_{net}f_u}{\gamma_{M2}}$ - расчетное значение несущей способности поперечного сечения нетто в пластической стадии при наличии отверстий для болтов.

б) Центрально –сжатые элементы

Сопротивление поперечных сечений центрально-сжатых элементов обеспечено, если выполняется следующее условие по ТКП EN 1993-1-1 (п. 6.2.4):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$$

где $N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$ – расчетное значение несущей способности поперечного сечения классов 1-3;

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

сечения класса 4,

здесь A_{eff} – площадь эффективного поперечного сечения, вычисляемая при действии равномерного сжатия по ТКП EN 1993-1-5 (п. 4.3).

При смещении e_N центра тяжести эффективного поперечного сечения площадью A_{eff} относительно центра тяжести поперечного сечения брутто следует учитывать дополнительный изгибающий момент $\Delta M_{Ed} = N_{Ed} \cdot e_N$. В этом случае элемент следует рассчитывать по несущей способности как сжато-изгибаемый.

19.2.3. Общие сведения расчета изгибаемых элементов по предельным состояниям несущей способности

Сопротивление изгибаемых элементов поперечных сечений всех классов будет обеспечено, если выполняется условие по ТКП EN 1993-1-1 (п. 6.2.5(1)):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0,$$

где M_{Ed} – расчетное значение изгибающего момента;

$M_{c,Rd}$ – расчетное значение несущей способности на изгиб относительно одной из главных осей поперечного сечения.

Прочность поперечных сечений на действие поперечной силы должна удовлетворять условиям:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \text{ – для поперечных сечений классов 1, 2 и 3}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1,0 \text{ – для поперечных сечений класса 4}$$

где V_{Ed} – расчетное значение поперечной силы;

$V_{c,Rd}$ – расчетное значение несущей способности поперечного сечения на сдвиг;

$V_{b,Rd}$ – расчетное значение несущей способности на сдвиг для поперечных сечений класса 4 при потере местной устойчивости стенки.

В таблице 19.1 приведены формулы для определения расчетных значений несущей способности на изгиб $M_{c,Rd}$ без учета поперечной силы и расчетных значений несущей способности на сдвиг $V_{c,Rd}$ и $V_{b,Rd}$ элементов поперечных сечений классов 1, 2, 3 и 4. Учет поперечной силы на прочность сечения на изгиб выполняют в соответствии с ТКП EN 1993-1-1 (п. 6.2.8).

Площадь сдвига в пластической стадии работы A_v при отсутствии кручения для некоторых типов профилей допускается принимать в соответствии с ТКП EN 1993-1-1 (п. 6.2.6(3)).

Таблица 19.1 Расчетное значение несущей способности на изгиб и сдвиг

Класс поперечных сечений	Расчетное значение несущей способности на изгиб $M_{c,Rd}$	Расчетное значение несущей способности на сдвиг
1, 2	$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$ по ТКП EN 1993-1-1 (6.2.5(2))	$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}}$ по ТКП EN 1993-1-1 (6.2.6(2))
3	$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$ по ТКП EN 1993-1-1 (6.2.5(2))	$V_{c,Rd} = \frac{I \cdot t_w \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{S \cdot \gamma_{M0}}$ если местная устойчивость стенки при сдвиге обеспечена, по ТКП EN 1993-1-1 (6.2.6(4))
4	$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$ по ТКП EN 1993-1-1 (6.2.5(2))	$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t_w}{\gamma_{M1} \cdot \sqrt{3}}$ если местная устойчивость стенки при сдвиге не обеспечена, по ТКП EN 1993-1-5 (5.2-5.4)
Примечание – $W_{el,min}$ и $W_{eff,min}$ соответствуют волокнам с максимальным		

напряжением в упругой стадии; A_v – площадь сдвига.

Для двутавровых сечений класса 3 при проверке прочности на сдвиг в упругой стадии, если местная устойчивость стенки обеспечена и $A_f/A_w \geq 0,6$, расчетное значение несущей способности на сдвиг определяют по формуле:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_w \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}},$$

где A_f – площадь поперечного сечения одной полки;

$A_w = h_w \cdot t_w$ – площадь поперечного сечения стенки.

19.2.4. Расчет несущей способности поперечного сечения элементов, подверженных действию осевой силы и изгибающих моментов

а) Поперечные сечения классов 1 и 2

Сопротивление поперечных сечений классов 1 и 2 обеспечено, если выполняется условие по ТКП EN 1993-1-1 (п. 6.2.9.1):

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd},$$

где M_{Ed} – расчетное значение изгибающего момента;

$M_{N,Rd}$ – расчетное значение несущей способности поперечного сечения на изгиб в пластической стадии, уменьшенное вследствие действия осевой силы N_{Ed} .

Для прокатных и сварных равнополочных двутавров, при расчете которых не учитываются отверстия согласно ТКП EN 1993-1-1 (п. 6.2.4(3)), расчетное значение $M_{N,Rd}$ допускается определять по ТКП EN 1993-1-1 (формулы (6.36) – (6.38)):

– при действии изгибающего момента относительно оси $y-y$:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot \frac{1-n}{1-0,5a} \quad \text{при } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$$

– при действии изгибающего момента относительно оси $z-z$:

$$M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \quad \text{при } n \leq a;$$

$$M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \cdot \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad \text{при } n > a$$

где $n = N_{Ed}/N_{pl,Rd}$;

$$a = (A - 2b \cdot t_f) / A \leq 0,5;$$

$N_{pl,Rd}$ – расчетное значение несущей способности поперечного сечения на сжатие в пластической стадии;

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad - \text{ расчетное значение несущей способности};$$

поперечного сечения на изгиб в пластической стадии относительно оси $y-y$;

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad - \text{ расчетное значение несущей способности}$$

поперечного сечения на изгиб в пластической стадии относительно оси $z-z$;

Сопротивление замкнутых поперечных сечений классов 1 и 2 следует проверять по ТКП EN 1993-1-1 (формулы (6.39) – (6.40)).

При двухосном действии изгибающих моментов относительно осей $y-y$ и $z-z$ сопротивление поперечных сечений классов 1 и 2 допускается проверять по ТКП EN 1993-1-1 (формула (6.41)):

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1,$$

где α и β – параметры, значения которых с запасом можно принимать равными единице или вычисленным:

$$\alpha = 2, \beta = 5n - \beta = 1 \quad - \text{ для двутавровых поперечных сечений};$$

$$\alpha = 2, \beta = 2 \quad - \text{ для круглых труб};$$

$$\alpha = \beta = 1,66/(1-1,13n) \text{ при } \alpha = \beta \leq 6 \quad - \text{ для прямоугольных труб}.$$

б) Поперечные сечения класса 3. Сопротивление элементов поперечного сечения класса 3 обеспечено, если максимальные напряжения $\sigma_{x,Ed}$, от действия осевой силы и изгибающего момента удовлетворяют условию ТКП EN 1993-1-1 (п. 6.2.9.2):

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{y,Ed}}{W_{el,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_{el,z}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}.$$

в) Поперечные сечения класса 4. Сопротивление элементов поперечного сечения класса 4 обеспечена, если максимальные напряжения $\sigma_{x,Ed}$, от действия осевой силы и изгибающего момента, вычисленные с использованием геометрических характеристик эффективного поперечного сечения, удовлетворяют условию ТКП EN 1993-1-1 (п. 6.2.9.3):

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{N_{Ed}}{A_{eff}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{N,y}}{W_{eff,y,min}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{N,z}}{W_{eff,z,min}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}},$$

где A_{eff} – площадь эффективного поперечного сечения, вычисленного при действии только равномерного сжатия;

$W_{eff,y,min}$, $W_{eff,z,min}$ – минимальные моменты сопротивления эффективного поперечного сечения, вычисленного при действии только изгибающего момента относительно осей $y - y$ и $z - z$, соответственно;

$e_{N,y(z)}$ – смещение центра тяжести эффективного поперечного сечения, вычисленного при действии только равномерного сжатия, относительно центра тяжести поперечного сечения брутто.

Примечание: Знаки осевых сил и изгибающих моментов зависят от сочетания напряжений от этих усилий.

19.2.5. Расчет несущей способности по устойчивости поперечного сечения элементов, подверженных действию осевой силы

Сжатые элементы, подверженные действию осевой силы, следует проверять на устойчивость по формуле

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0,$$

где расчетное значение несущей способности сжатого элемента по устойчивости $N_{b,Rd}$ следует принимать равным:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}},$$

здесь χ - понижающий коэффициент для соответствующей кривой потери устойчивости, определяемый в соответствии с ТКП EN 1993-1-1 (п. 6.3.1.2).

Анализ результатов статического расчета выполненный в соответствии с рекомендациями европейских норм ТКП EN 1991 показал, что значения внутренних усилий в элементах на 20-30% больше, чем, если считать по СНиП. Это вызвано тем, что применяются большие значения коэффициентов надежности по нагрузке. При составлении комбинаций внутренних усилий по ТКП EN 1990 используются несколько иные подходы и коэффициенты сочетаний, а так же при расчете, например, поперечной рамы, помимо основных нагрузок, необходимо учитывать эквивалентные горизонтальные усилия в этажах рамы, учитывающие начальные несовершенства конструкций.

Сопоставительный анализ расчета стальных конструкций по национальным правилам СНиП и европейским ТКП EN-1-1 показал, что стальные конструкции, рассчитанные согласно ТКП EN, примерно, имеют одинаковый запас прочности, что свидетельствует о достаточно высокой степени надежности, рассчитываемых конструкций по национальным и европейским правилам расчета.

Перечень контрольных вопросов к экзамену

1. История развития металлических конструкций (МК).
2. Номенклатура и область применения МК. Достоинства и недостатки МК.
3. Типизация и унификация МК.
4. Организация проектирования МК.
5. Структура стали и химический состав.
6. Способы изготовления (выплавки) сталей. Раскисление.
7. Термическая обработка сталей.
8. Маркировка и классификация малоуглеродистых и низколегированных сталей, их выбор для строительных металлоконструкций.
9. Алюминиевые сплавы – маркировка, структура, свойства.
10. Сортамент. Обозначение сечений элементов.
11. Работа стали под нагрузкой. Диаграмма работы стали на растяжение. Механические характеристики стали (предел текучести, предел прочности, относительная деформация, ударная вязкость).
12. Работа стали при сложном напряженном состоянии. Приведенные напряжения, условие пластичности.
13. Работа стали при повторных нагрузках. Наклеп.
14. Работа стали при многократно повторяющейся нагрузке, явление усталости металла.
15. Работа стали при концентрации напряжений. Хрупкое разрушение. Факторы, влияющие на хрупкость стали.
16. Метод расчета строительных конструкций по предельным состояниям.
17. Классификация нагрузок и воздействий.
18. Нормативные и расчетные нагрузки. Сочетания нагрузок.
19. Нормативные и расчетные сопротивления стали. Коэффициенты условий работы и надежности по назначению.
20. Расчет центрально-нагруженных элементов на прочность.
21. Расчет центрально-сжатых элементов на устойчивость.
22. Расчет изгибаемых элементов в упругой стадии работы материала.
23. Расчет изгибаемых элементов в упругопластической стадии работы материала. Шарнир пластичности.
24. Расчет внецентренно-нагруженных элементов на прочность.

25. Расчет внецентренно-сжатых элементов на устойчивость.
26. Общие сведения и физические основы сварки металлов.
27. Виды сварки. Сварочные материалы. Контроль качества сварки.
28. Типы сварных соединений.
29. Расчет стыковых швов на действие N, M и Q.
30. Расчет угловых швов на действие N, M и Q.
31. Конструктивные требования к сварным, угловым и стыковым швам.
32. Достоинства и недостатки болтовых соединений. Типы болтов.
33. Обычные болты, работа и расчет болтовых соединений на растяжение и сдвиг.
34. Работа и расчет соединений на высокопрочных болтах на действие продольной силы, проверка ослабленного сечения.
35. Конструктивные требования к размещению болтов.
- 36.37. Общая характеристика балок и типы балочных площадок. Сопряжения балок.
37. Принципы расчета и конструирования прокатных балок в упругой стадии работы. Проверка жесткости.
38. Подбор сечения и проверка несущей способности прокатных балок в упругопластической стадии работы материала.
39. Компоновка и подбор сечения составных балок.
40. Изменение сечения балок по длине. Проверка прочности.
41. Расчет соединения поясов балки со стенкой.
42. Понятие местной устойчивости пластинки (элемента). Местная устойчивость сжатого пояса балки.
43. Потеря и проверка устойчивости стенки балки от действия касательных напряжений.
44. Потеря и проверка устойчивости стенки балки от действия нормальных напряжений.
45. Потеря и проверка устойчивости стенки балки от совместного действия касательных, нормальных и местных напряжений.
46. Проверка общей устойчивости балок, мероприятия по обеспечению общей устойчивости балок.
47. Конструкция и расчет сопряжения балок со стальными колоннами.
48. Расчет опорных участков составных балок на стальную колонну.
49. Конструкция и расчет опирания балок на стены и ж/б подушки.
50. Конструирование и расчет сопряжений балок друг с другом.

51. Стыки прокатных балок на сварке и с накладками. Конструкция и расчет.
52. Сварные стыки составных балок. Конструкция и расчет.
53. Общая характеристика и типы сечений центрально-сжатых колонн. Их расчетные схемы, расчетные длины.
54. Подбор сечения сплошных колонн. Проверки устойчивости колонны и местной устойчивости полок и стенки.
55. Подбор сечения сквозных колонн. Принцип равноустойчивости.
56. Расчет планочной решетки сквозной колонны и ее прикрепления к ветвям.
57. Расчет раскосной решетки сквозной колонны.
58. Конструкция и расчет баз колонн.
59. Конструкция и расчет оголовков колонн.

Перечень контрольных вопросов к зачету

1. Область применения и классификация каркасов одноэтажных производственных зданий.
2. Вертикальная компоновка поперечной однопролетной рамы.
3. Горизонтальная компоновка поперечной однопролетной рамы.
4. Эксплуатационные требования к производственным зданиям.
5. Экономические требования к конструкциям каркасов.
6. Размещение колонн каркаса в плане. Температурные швы.
7. Конструктивные схемы колонн каркаса и типы их сечений
8. Расчетные длины колонн постоянного по высоте сечения сечения.
9. Расчетные длины ступенчатых колонн.
10. Определение нагрузок и воздействий на поперечную раму здания (ПРЗ). Определение расчетных усилий в ПРЗ
11. Конструкции покрытия промышленных зданий с легкими и тяжелыми кровлями.
12. Легкие кровли по прогонам. Сплошные прогоны, конструкция, работа, основы расчета.
13. Легкие кровли по сквозным прогонам. Сквозные прогоны, конструкция, работа, основные положения расчета.
14. Общая характеристика и область применения ферм .
15. Очертания ферм. Достоинства и недостатки разных типов очертаний. Строительный подъем.

16. Назначение размеров ферм. Типы сечений стержней ферм. Принцип их назначения.
17. Системы решеток ферм, их достоинства и недостатки.
18. Определение нагрузок на ферму и усилий в стержнях.
19. Расчетные длины и предельные гибкости стержней ферм.
20. Подбор сечения растянутых и сжатых стержней ферм из парных уголков.
21. Подбор сечения сжатых стержней фермы из парных уголков по предельной гибкости.
22. Расчет и конструирование промежуточных узлов ферм из парных уголков.
23. Расчет и конструирование узлов ферм из парных уголков с заводскими стыками поясов.
24. Расчет и конструирование узлов опирания ферм из парных уголков на кирпичные либо железобетонные стены.
25. Расчет и конструирование монтажных (укрупнительных) узлов ферм из парных уголков.
26. Расчет и конструирование шарнирных и жестких узлов примыкания ферм из парных уголков к стальным колоннам.
27. Фермы из одиночных уголков, расчет стержней, конструирование узлов.
28. Фермы с поясами из тавров, расчет стержней, конструирование узлов.
29. Фермы из гнуто-сварных профилей (ГСП), расчет стержней, конструирование узлов, основы расчета.
30. Каркасы промышленных зданий. Принципы установки связей по колоннам. Их работа.
31. Назначение и установка связей по покрытию. Связи по верхним и нижним поясам..
32. Проверка на прочность и устойчивость внецентренно сжатых сплошных колонн в плоскости и из плоскости рамы.
33. Проверка местной устойчивости элементов сечения внецентренно сжатых колонн сплошного сечения.
34. Компоновка и подбор сечений внецентренно сжатых колонн сквозного сечения. Основные положения.
35. Проверка устойчивости отдельных ветвей внецентренно сжатых сквозных колонн.
36. Проверка устойчивости внецентренно сжатой колонны сквозного сечения как единого стержня..
37. Расчет элементов решетки внецентренно сжатых колонн сквозного сечения.
38. Расчет сопряжений надкрановой и подкрановой частей ступенчатых колонн.

39. Расчет и конструирование баз сквозных внецентренно сжатых колонн..
40. Расчет и конструирование баз сплошных внецентренно сжатых колонн.
41. Назначение и системы фахверка стен. Расчет стоек и ригелей фахверка стен. Листовой шарнир.
42. Состав подкрановых конструкций. Их конструктивные решения.
43. Определение расчетных усилий в разрезных подкрановых балках.
44. Расчет и конструирование подкрановых балок несимметричного сечения.
45. Подкрановые балки симметричного сечения, их применение. Тормозных конструкций, их конструктивные решения, назначение.
46. Расчет подкрановых балок на прочность со сплошной тормозной конструкцией.
47. Расчет подкрановых балок на прочность со сквозной тормозной конструкцией.
48. Расчет подкрановых балок на выносливость и жесткость.
49. Расчет соединения поясов подкрановой балки со стенкой.
50. Проверка прочности стенки подкрановой балки на действие максимальных местных напряжений, а также на совместное действие всех компонентов напряженного состояния.
51. Основные положения расчета подкрановых балок на общую устойчивость и элементов сечения на местную устойчивость.
52. Опорные узлы подкрановых конструкций. Конструкции упоров. Крепления рельсов.
53. Листовые конструкции, номенклатура, особенности работы и изготовления.
54. Особенности работы и расчета листовых конструкций, уравнение Лапласа.
55. Момент краевого эффекта, его учет в работе листовых конструкций.
56. Проверка устойчивости оболочек, нагрузки и усилия для расчета.
57. Вертикальные цилиндрические резервуары, конструкция, основы расчета.
58. Башни, мачты, опоры ЛЭП, конструкция, основные положения расчета.

Список литературы

ОСНОВНАЯ ЛИТЕРАТУРА

1. Металлические конструкции: Учебник для строит. вузов. В 3 т./ Под ред. В.В. Горева. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высшая школа, 2001. Т. 1. Элементы стальных конструкций. –527 с.

- Т. 2. Конструкции зданий. – 528 с.
Т. 3. Специальные конструкции и сооружения. – 544с.
2. Металлические конструкции. Специальный курс. – 3-е изд./ Под ред. Е.И. Беленя. – М.: Стройиздат, 1991. – 687 с.
 3. Металлические конструкции: Общий курс: Учебник для вузов/ Под ред. Г.С. Веденикова. – 7-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1998. – 760с.

ДОПОЛНИТЕЛЬНАЯ ЛИТЕРАТУРА

4. Металлические конструкции: Справочник проектировщика. В 3 т. / Под общ. ред. В.В. Кузнецова. – М.: Изд-во АСВ.
 - Т.1. Общая часть, 1998. – 576 с.
 - Т.2. Стальные конструкции зданий и сооружений, 1998. – 512 с.
 - Т.3. Стальные сооружения, конструкции из алюминиевых сплавов. конструкция, обследование, усиление и испытание конструкций, 1999. – 528 с.
5. Проектирование металлических конструкций. Спец. курс: Учеб. пособие для вузов/ Под ред. В.В. Бирюлева. – Л.: Стройиздат, 1990. – 432 с.
6. Беленя Е.И. Предварительно напряженные металлические несущие конструкции. – 2-е изд. – М.: Стройиздат, 1975. – 416 с.
7. Кутухтин Е.Г., Спиридонов В.М., Хромец Ю.Н. Легкие конструкции одноэтажных производственных зданий: Справочник проектировщика. – 2-е изд. – М.: Стройиздат, 1988. – 263 с.
8. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. Нормы проектирования. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1991. – 96 с.
9. ТКП EN 1990. Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций.
10. ТКП EN 1991. Еврокод. Воздействия на конструкции.
11. ТКП EN 1993-1-1. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Общие правила и правила для зданий
12. ТКП EN 1993-1-8. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Расчет соединений.
13. Жабинский А.Н. Рябов А.В. Расчет изгибаемых элементов по ТКП EN. Учебно-методическое пособие для студентов специальности 1-70 02 01 «Металлические конструкции». Учебное электронное издание. Минск 2010.
14. Жабинский А.Н., Вербицкий А.Г., Кеда А.Н. Металлические конструкции. Расчет и конструирование прокатных и составных балок. Учебно-методическое пособие. Мин. обр. РБ. БНТУ. Минск. 2013

15. Жабинский А.Н., Надольский В.В. Расчет стальных конструкций каркаса здания по СНиП и ТКП ЕН. Учебно-методическое пособие для студентов высших учебных заведений. БНТУ, Минск, 2016
16. Жабинский А.Н., Вербицкий А.Г. Расчет и конструирование колонн промышленных зданий. Учебно-методическое пособие для курсового и дипломного проектирования. БНТУ, Минск, 2016
17. Давыдов Е. .Ю. Сварка металлических конструкций. Лабораторный практикум. Минск, БНТУ, 2011.