

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
Белорусский национальный технический университет
Кафедра Строительные конструкции

**Электронный учебно-методический
комплекс по дисциплине:**

«МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ»

для студентов специальности
1-70 02 01 – «Промышленное и гражданское строительство»

Минск БНТУ 2020

Составители:

Е.Ю. Давыдов, А.Г. Вербицкий, Ф.А. Вережка, К.В. Кононович

Рецензенты:

Лазовский Е.Д. зав.кафедры «Строительные конструкции» Полоцкого государственного университета, к. т. н., доцент.;

Зайцев А.П. главный инженер ЗАО «БЕЛПРОЕКТСТАЛЬКОНСТРУКЦИЯ»;

УМК содержит данные об основных сведениях по курсу изучения металлических конструкций, в соответствии с программой дисциплины и в соответствии требованиями действующих норм проектирования

Белорусский национальный технический университет
Пр-т Независимости, 65, г.Минск, Республика Беларусь
Тел. (017)232-77-52 факс (017)232-91-37
E-mail:psf@bntu.by
<http://www.bntu.by>

© БНТУ, 2020

© Е.Ю. Давыдов, А.Г. Вербицкий, Ф.А. Вережка, К.В. Кононович 2020

СОДЕРЖАНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ	5
ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	7
I. Введение в предмет	7
II. Металлы для металлических конструкций	10
Основные свойства металлов	10
Химический состав сталей	11
Классификация стали	14
4-ая лекция	15
Сплавы алюминия	15
Сортамент	18
III. РАБОТА МЕТАЛЛОВ ПОД НАГРУЗКОЙ	21
Работа металлов при одноосном напряженном состоянии	21
Работа металлов при двухосном и трехосном напряженном состоянии	22
Работа металлов при концентрации напряжений	25
Работа металлов при повторяющихся нагрузках	26
IV. Основы расчёта металлических конструкций	29
Метод расчета по предельным состояниям	29
Нормативные и расчетные сопротивления материалов	30
Нагрузки и воздействия	31
Расчет центрально-нагруженных элементов	33
Расчет изгибаемых элементов	35
Расчет на прочность при упругой работе металла	36
Расчет на прочность при упруго-пластической работе металла	38
Проверка общей устойчивости	40
Проверка жесткости	41
Расчет элементов, подверженных действию осевой силы с изгибом	41
Расчет на прочность при упругой работе металла	42
Расчет на прочность при упруго-пластической работе металла	43
Расчет на общую устойчивость в плоскости изгиба	44
Расчет на общую устойчивость внецентренно-сжатых элементов	47
Местная устойчивость металлических конструкций	50
Расчет металлических конструкций на выносливость	53
V. Соединения в металлических конструкциях	55
Болтовые соединения	55
Болтовые соединения на обычных болтах	55
Расчет соединений на обычных болтах	56
Болтовые соединения на высокопрочных болтах	58
Расчет сдвигоустойчивых соединений на высокопрочных болтах	59
Фланцевые соединения	61
Сварные соединения	62
Расчет сварных соединений с применением стыковых швов	63
Расчет сварных соединений с применением угловых швов	64
Конструктивные требования к сварным соединениям	67
VI. Металлические конструкции технологических площадок	73
Типы технологических площадок	73
Расчет балок настила (прокатных балок)	75
Расчет главных (составных) балок	77
Компоновка сечений составных балок	77
Изменение сечений составных балок	80
Расчет соединения пояса со стенкой	81
Проверка местной устойчивости стенки балок	84
Бистальные балки	88
Балки с перфорированной стенкой	91
Узлы сопряжений балок между собой	93
Центрально-сжатые колонны	95
Конструирование сплошностенчатых колонн	95
Расчет сплошностенчатых колонн	96

Конструирование сквозных колонн.....	98
Расчет сквозных колонн	99
Расчет соединительных деталей сквозных колонн.....	101
Конструктивные решения баз центрально-сжатых колонн	102
Расчет баз.....	105
Оголовки колонн. Узлы сопряжения колонн с балками	108
VII. Фермы покрытий зданий и сооружений	114
Общая характеристика ферм.....	114
Определение усилий в стержнях ферм.....	116
Типы сечений стержней.....	118
Определение расчетных длин стержней ферм.....	120
Подбор сечений стержней ферм	121
Конструирование и расчет рядовых узлов ферм	123
Опорные узлы ферм	125
Монтажные узлы ферм	129
VIII. ОДНОЭТАЖНЫЕ ПРОМЫШЛЕННЫЕ ЗДАНИЯ.....	132
Общая характеристика промзданий.....	132
Основы компоновочных и конструктивных решений	133
Конструктивные решения покрытий	134
Стены. Фахверк	136
Связи	138
Определение размеров поперечной рамы здания.....	142
Основы расчета поперечных рам зданий	144
Определение нагрузок на ПРЗ	144
Определение усилий в элементах ПРЗ	147
Проектирование колонн промышленных зданий	149
Определение расчетных длин	149
Конструирование и расчет одноступенчатых колонн	152
Конструирование и расчет узла сопряжения надкрановой части колонны с подкрановой	156
Конструирование и расчет баз	157
Расчет анкерных (фундаментных) болтов.....	160
Лабораторные работы по сварке.....	208
Лабораторная работа № 1	210
Лабораторная работа № 2	224
Лабораторная работа № 3	238
Лабораторная работа № 4	247
Лабораторная работа № 5	255
Лабораторная работа № 6	263
Практические занятия	277

ПРЕДИСЛОВИЕ

Прогресс в области строительства во многом определяется уровнем развития металлических конструкций, которые в промышленном строительстве, а также в строительстве общественных зданий и сооружений являются доминирующими. Поэтому подготовка кадров для проектирования объектов с конструктивными формами из металла является важнейшей задачей высшей школы РБ. Предполагается, что создание данного УМК будет способствовать решению указанной задачи.

УМК включает в себя:

- программу курса «Металлические конструкции» для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство»;
- теоретический раздел (лекции по курсу «Металлические конструкции»);
- практический раздел (состав практических занятий и примеры решения задач);
- лабораторный практикум по сварке;
- состав и примеры выполнения курсовых проектов КП1 и КП2;
- раздел, посвященный контролю знаний;
- вспомогательный раздел, посвященный методическому обеспечению курса «Металлические конструкции».

В теоретическом разделе излагаются следующие темы:

1. Введение в курс «Металлические конструкции». Исторические периоды развития металлических конструкций, область применения, преимущества и недостатки металлических конструкций, основные требования к металлическим конструкциям;

2. Материалы, применяемые для изготовления металлических конструкций. Химический состав, структура и классификация стали и сплавов алюминия. Физические характеристики. Сортамент

3. Работа стали под нагрузкой. Работа стали при одноосном, двух и трехосном напряженном состоянии. Работа стали при концентрации напряжений и при переменных нагружениях.

4. Основы расчета металлических конструкций методом предельных состояний. Основные особенности метода. Определение расчетных характеристик металлов и нагрузок; расчет конструкций при осевом нагружении, при изгибе, внецентренном сжатии и при кручении; расчет металлических конструкций на выносливость и с учетом хрупкого разрушения.

5. Соединения, используемые для изготовления и монтажа металлических конструкций. Сварные соединения, конструктивные решения, основы расчета. Болтовые соединения: виды болтовых соединений, конструктивные решения и основы расчета.

6. Технологические площадки. Виды технологических площадок. Расчет стального настила. Расчет прокатных балок. Компоновка и расчет составных

балок. Конструирование и расчет центрально-сжатых колонн. Узлы сопряжений конструктивных элементов технологических площадок.

7. Фермы в покрытиях производственных зданий. Классификация ферм. Определение усилий в стержнях ферм. Подбор сечений стержней ферм. Конструирование и расчет узлов ферм.

8. Одноэтажные производственные здания. Общие сведения. Типы покрытий. Стены, фахверк, аэрационные фонари. Связи. Компоновка поперечных рам здания (ПРЗ). Основы расчета ПРЗ (определение нагрузок, определение усилий, составление РСУ). Конструирование и расчет одноступенчатых внецентренно-сжатых колонн (компоновка сечений, проверочные расчеты) Узлы сопряжений. Подкрановые конструкции (конструктивные решения, определение усилий, проверочные расчеты).

9. Специальные металлические конструкции для зданий и сооружений. Большепролетные конструкции покрытий (балочные, рамные, арочные). Узловые сопряжения. Основы расчета. Пространственные стержневые конструкции. Виды конструктивных решений. Узловые сопряжения. Основы расчета. Вантовые висячие системы покрытий. Общие характеристики, виды конструктивных форм с применением вант. Основы расчета.

10. Тонколистовые металлические оболочки покрытий зданий и сооружений. Примеры применения тонколистовых металлических оболочек в покрытиях зданий и сооружений. Преимущества и недостатки. Варианты архитектурных решений. Основы расчета.

11. Стальные каркасы многоэтажных зданий. Виды каркасов многоэтажных зданий. Особенности компоновки и расчета. Виды узловых соединений. Особенности расчета.

12. Высотные сооружения. Особенности определения ветровых нагрузок. Виды конструктивных решений. Башни, мачты, опоры ЛЭП. Особенности конструирования и основы расчета.

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА

Учебная программа по учебной дисциплине «Металлические конструкции» разработана для специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство».

Дисциплина «Металлические конструкции» является одной из ведущих дисциплин, формирующей инженерный подход к пониманию устройства и действительной работы конструктивных систем зданий и сооружений и развивающей навыки конструирования и расчета строительных металлических конструкций.

Цель дисциплины - дать студентам знания, необходимые для понимания работы конструктивных элементов и систем, развития навыков инженерного анализа, конструирования и расчета строительных металлических конструкций, подготовке их к профессиональной деятельности в области проектирования металлических конструкций.

Задачи изучения дисциплины:

- овладение принципами проектирования, методами компоновки и технико-экономического анализа металлических конструкций;

- формирование навыков конструирования и расчета для решения конкретных инженерных задач с использованием норм проектирования, стандартов, справочников, средств автоматизации проектирования.

Учебный материал дисциплины «Металлические конструкции» охватывает шесть разделов.

В первом разделе излагаются основные расчетные предпосылки проектирования МК: стали и сплавы алюминия для строительных конструкций, работа материалов под нагрузкой, основы расчета конструктивных элементов и соединений, принципы проектирования, объединяющие требования экономичности, снижения трудоемкости и сокращения сроков строительства.

Технология сварки строительных конструкций (раздел 2) изучается параллельно соответствующим разделам курса металлических конструкций в объеме, отвечающем требованиям к выпускникам специальности 1-70 02 01. Более полные сведения по технологии сварки, а также практические навыки производства сварочных работ перенесены на лабораторные занятия.

В третьем разделе рассматриваются основные типы конструктивных элементов (стальные настилы, балки, колонны), особенности их работы под нагрузкой, компоновка, основы конструирования и расчета.

В четвертом разделе рассматриваются конструктивные решения и расчет стропильных ферм, используемых в покрытиях зданий и сооружений.

Пятый раздел посвящен вопросам проектирования стальных каркасов одноэтажных производственных зданий с учетом требований эксплуатации, изготовления и возведения конструкций, а также общих архитектурно-строительных требований. Изучение методов компоновки стальных каркасов,

их действительной работы, взаимодействия элементов каркаса в единой системе имеет важное значение для формирования инженерного мышления. Здесь рассматриваются также вопросы рационального применения легких металлических конструкций.

В шестом разделе излагаются основные принципы конструирования и расчета специальных конструктивных форм: большепролетных конструкций в виде балок, рам и арок; пространственных стержневых конструкций; висячих вантовых систем; высотных сооружений (башен, мачт, опор ЛЭП).

В каждый раздел дисциплины входит несколько крупных тем, содержание которых может быть подразделено на основные и дополнительные блоки. Взаимосвязь учебного материала основных и дополнительных блоков с видами занятий и учебными часами должно предусматриваться в рабочей программе дисциплины.

Содержание теоретического курса закрепляется и углубляется на лабораторных и практических занятиях, в курсовом проектировании, способствующих развитию навыков конструирования и расчета, умения пользоваться техническими нормативными правовыми актам (ТНПА), справочниками, средствами автоматизации расчета конструкций.

При составлении рабочих учебных программ из списка рекомендуемых тем практических занятий, лабораторных работ, курсовых проектов выбираются необходимые темы и определяется их количество в соответствии с рабочим учебным планом.

В преподавании дисциплины «Металлические конструкции» должна быть обеспечена преемственность и логическая связь с предшествующими и параллельными дисциплинами («Математика», «Физика», «Теоретическая механика», «Строительное материаловедение», «Сопроотивление материалов», «Строительная механика», «Архитектура»).

В результате изучения учебной дисциплины «Металлические конструкции» студент должен:

знать:

- особенности поведения металла в конструкциях;
- фундаментальные положения теории расчета элементов строительных металлических конструкций;
- принципы проектирования отдельных элементов и зданий (сооружений) в целом;

уметь:

- конструировать и рассчитывать сварные и болтовые соединения;
- выполнять расчеты и конструирование элементов металлических конструкций с использованием действующих технических нормативных документов;
- выполнять компоновку и проектирование каркасов производственных зданий;

-выполнять расчет большепролетных зданий и сооружений: балочных, рамных и арочных, висячих систем;

-конструировать и рассчитывать высотные сооружения в виде башен, мачт и опор ЛЭП;

-самостоятельно изучить и использовать в практике проектирования новые знания в области металлических конструкций;

владеть:

-методами технико-экономического анализа;

-средствами автоматизированного расчета металлических конструкций;

-навыками по исследованию напряженно-деформированного состояния металлических конструкций.

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-4. Уметь работать самостоятельно.

– АК-7. Иметь навыки, связанные с использованием технических устройств, управлением информацией и работой с компьютером.

– АК-9. Уметь учиться, повышать свою квалификацию в течение всей жизни.

– СЛК-6. Уметь работать в команде.

– СЛК-7. Самостоятельно приобретать и использовать в практической деятельности новые знания и умения, в том числе в новых областях знаний, непосредственно не связанных со сферой деятельности.

– ПК-1. Применять современные методы возведения объектов, обеспечивающие высокий технико-экономический уровень выполнения строительных процессов.

– ПК-2. Применять современные методы эксплуатации, технического обслуживания и ремонта объектов.

– ПК-6. Организовывать и проводить испытания сооружений.

– ПК-7. Разрабатывать проекты инженерных систем, используя современные методы и технологии проектирования.

– ПК-20. Владеть современными средствами коммуникаций и обработки информации.

Учебная программа рассчитана на 378 часов, из которых 196 часов – аудиторные занятия. Примерное распределение часов аудиторных занятий: 114 часов – лекции, 16 часов – лабораторные занятия и 66 часов – практические занятия.

Отдельные темы программы могут изучаться за счет часов вузовского компонента. Вопросы реконструкции производственных зданий рассматриваются в отдельной дисциплине «Реконструкция зданий и

инженерных сооружений», вопросы проектирования листовых конструкций и предварительно напряженных металлических конструкций рассматриваются в дисциплине «Проектирование и расчет специальных сооружений».

Согласно учебному плану для очной формы получения высшего образования на изучение учебной дисциплины отведено всего 378 ч., из них аудиторных – 196 часов.

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	6	48	16	-	зачет
4	7	34	-	34	курсовой проект, экзамен
4	8	32	-	32	курсовой проект, экзамен

СОДЕРЖАНИЕ УЧЕБНОГО МАТЕРИАЛА

Введение

Краткий обзор развития металлических конструкций. Общая характеристика: номенклатура и область применения, основные преимущества и недостатки металлических конструкций. Предпосылки и основные направления технического прогресса, повышение эффективности металлических конструкций.

Раздел 1. ОСНОВЫ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Тема 1.1. Материалы металлических конструкций

Строительные стали: общая характеристика, химический состав и особенности структуры, механические свойства, свариваемость, коррозионная стойкость, влияние химического состава на свойства сталей, ТНПА на стали, категории требований, группы прочности. Структура сталей. Виды термической обработки сталей.

Алюминиевые сплавы: химический состав, свойства и способы обработки алюминиевых сплавов; преимущества и недостатки сплавов алюминия и область их применения в строительстве.

Тема 1.2. Работа металла под нагрузкой

Работа сталей и алюминиевых сплавов при однократном статическом растяжении и сжатии: диаграммы и стадии работы материала в зависимости от

его структуры, особенности деформирования высокопрочных сталей и алюминиевых сплавов, унифицированная диаграмма упругопластической работы строительных сталей. Значения физических характеристик материалов.

Влияние различных факторов и условий на работу металла под нагрузкой: виды разрушения; сложное напряженное состояние и его влияние на характер разрушения; концентрация напряжений; хрупкое разрушение; влияние предшествующей пластической деформации на работу металла при повторном нагружении, малоцикловая усталость; 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; изменение свойств металла во времени; коррозия металла, виды коррозии, ее последствия, способы защиты металла от коррозии.

Выбор сталей и алюминиевых сплавов в зависимости от условий возведения и эксплуатации металлических конструкций.

Тема 1.3. Основы расчета металлических конструкций

Цель расчета, краткий обзор развития методов расчета, метод расчета по предельным состояниям, группы и виды предельных состояний.

Расчет конструкций по предельным состояниям первой группы. Общие положения. Коэффициенты условий работы конструкций, коэффициенты надежности по ответственности зданий и сооружений. Расчетные значения несущей способности. Определение нормативных характеристик металлов. Нормативные сопротивления материала по пределу текучести и временному сопротивлению, учет изменчивости сопротивления металла в зависимости от условий его производства и контроля свойств, расчетные сопротивления металла при различных видах напряженного состояния, частные коэффициенты безопасности по материалу, нагрузки и воздействия: классификация нагрузок, учет изменчивости нагрузок, коэффициенты безопасности по нагрузке, сочетания нагрузок и усилий, коэффициенты сочетаний.

Предельные состояния по эксплуатационной пригодности.

Несущая способность поперечных сечений по прочности: центрально растянутые и центрально сжатые элементы. Несущая способность элементов по устойчивости: расчетные длины, коэффициенты продольного изгиба.

Работа изгибаемых элементов в упругой и упругопластической стадиях, шарнир пластичности при изгибе, совместное действие нормальных и касательных напряжений. Потеря устойчивости плоской формы изгиба.

Напряженное состояние и расчет на прочность сечений внецентренно-нагруженных стержней в упругой и упругопластической стадии работы, шарнир пластичности при внецентренном растяжении, сжатии.

Потеря устойчивости сжато-изгибаемых и внецентренно-сжатых элементов: расчетные длины, влияние гибкости, относительного

эксцентриситета, формы сечения. Изгибно-крутильная форма потери устойчивости, проверка устойчивости в плоскости и из плоскости действия момента.

Местная устойчивость пластинок, образующих сечения металлических конструкций. Влияние условий закрепления пластинок и вида напряжений.

Особенности напряженного состояния и деформирования металлических стержней при свободном и стесненном кручении.

Тема 1.4. Сортамент

Общая характеристика сортамента. Основные принципы оптимизации профилей из стали и сплавов алюминия. Виды фасонных прокатных профилей, холодногнутых и пресованных профилей. Характеристики профилей. Обозначения профилей в проектной документации.

Раздел 2. СОЕДИНЕНИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Тема 2.1. Общие сведения о процессе и технологии сварки

Место и роль сварки в технологическом процессе изготовления и монтажа строительных конструкций. Физические основы получения сварного соединения. Классификация видов сварки. Сварочная дуга как источник тепла. Сущность, схемы, область применения и технико-экономические характеристики основных видов сварки: дуговой и контактной.

Тема 2.2. Сварочные напряжения и деформации

Кристаллизация металла шва и металлургические процессы при сварке; структурные превращения в зоне термического влияния.

Механизм образования сварочных деформаций и напряжений. Влияние сварочных деформаций и напряжений на работоспособность и точность изготовления конструкций. Мероприятия по уменьшению сварочных деформаций и напряжений на стадии проектирования и изготовления строительных конструкций. Выбор и обоснование рациональной последовательности выполнения швов по длине, сечению и в пространстве.

Концентрация напряжений в сварных соединениях. Влияние концентрации напряжений на несущую способность сварных соединений.

Тема 2.3. Технология сварки элементов металлических конструкций

Подготовка металлических элементов под сварку.

Сборка металлических элементов под сварку (балок, колонн, ферм).

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.

Способ выполнения швов по сечению и по длине, влияние способа на качество сварного соединения. Дефекты сварных соединений. Контроль качества сварных соединений. Мероприятия по предупреждению и устранению дефектов соединений. Техника безопасности при производстве сварочных работ.

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

Тема 2.4. Сварные соединения металлических конструкций

Сварные соединения: область применения, виды сварных швов и соединений, материалы и 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. Расчетные параметры стыковых и угловых сварных швов. Конструктивные требования к сварным соединениям.

Тема 2.5. Болтовые соединения металлических конструкций

Болтовые соединения: область применения, виды болтов. Соединения на обычных болтах: конструирование, стадии работы и расчет сдвиговых соединений при действии осевых сил, изгибающих моментов и поперечных сил. Особенности работы и расчета фрикционных соединений на высокопрочных болтах. Фланцевые соединения на высокопрочных болтах. Проверка прочности соединяемых элементов. Конструктивные требования к болтовым соединениям. Особенности болтовых соединений в конструкциях из алюминиевых сплавов.

Краткая характеристика новых видов соединений: на самонарезающих винтах, дюбелях, комбинированных заклепках.

Раздел 3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОНСТРУКЦИЙ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ ПЛОЩАДОК

Тема 3.1. Организация проектирования.

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

Тема 3.2. Компоновка технологических площадок.

Генеральные размеры, схемы компоновки в плане и по высоте, оптимизация компоновки. Виды стальных настилов, особенности работы и расчета. Подбор и проверка сечений прокатных балок. Вариантное проектирование технологических площадок.

Тема 3.3. Проектирование составных балок.

Определение нагрузок и усилий, компоновка рационального сечения, изменение сечения по длине балки, проверка прочности в упругой и упругопластической стадиях, обеспечение общей устойчивости и жесткости и балок. Местная устойчивость элементов сечения при различных напряженных состояниях, способы проверки и обеспечения местной устойчивости. Конструкция, особенности работы и расчета деталей и узлов составных балок: опорные части балок, заводские и монтажные стыки.

Особенности работы, конструкции и расчет бистальных балок и балок с перфорированной стенкой.

Узлы сопряжений балок между собой: конструирование и расчет.

Тема 3.4. Центральные сжатые колонны

Общая характеристика, типы колонн и сечений, выбор расчетной схемы колонны. Конструкция, подбор и проверка общей устойчивости сплошных колонн. Обеспечение местной устойчивости элементов сечения сплошностенчатых колонн.

Конструкция и особенности работы сквозных колонн, приведенная гибкость, подбор и проверка общей устойчивости колонны, проверка прочности соединительных планок, раскосов и их крепления к ветвям колонны.

Типы сопряжений балок с колоннами, конструкция, работа и расчет оголовков колонн. Опирающие колонны на фундамент, конструкция, особенности работы и расчет баз колонн; базы для безвыверочного монтажа.

Раздел 4. СТРОПИЛЬНЫЕ ФЕРМЫ

Тема 4.1. Область применения и общая характеристика.

Классификация ферм: по статическим схемам, по очертанию поясов, типу решетки, типу сечений стержней и виду соединения стержней. Компоновка стропильных ферм, генеральные размеры, учет требований унификации, условий эксплуатации, изготовления и перевозки. Конструктивные решения ферм с применением широкополочных двутавров и тавров, одиночных уголков, круглых труб, гнутых и гнутосварных профилей.

Тема 4.2. Проектирование ферм.

Определение нагрузок на стропильные фермы. Определение усилий в стержнях ферм при узловых и внеузловых нагрузках. Расчетные длины стержней ферм и предельные гибкости. Выбор типа сечения, подбор и проверка сечений растянутых и сжатых стержней стропильных ферм. Конструкция, работа и расчет заводских и монтажных узлов стропильных ферм. Особенности конструирования и расчета узлов тяжелых ферм.

Раздел 5. МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

Тема 5.1. Компоновка каркаса здания

Область применения, общая характеристика: схема каркаса, поперечные и продольные конструкции, основные размеры и основные элементы каркаса и их функции.

Унификация объемно-планировочных параметров. Разбивка сетки колонн, температурные отсеки, их назначение. Типы ригелей, колонн, узловых сопряжений.

Покрытия производственных зданий: состав покрытия, схемы покрытий с прогонами и без прогонов, выбор стропильных и подстропильных ферм, фонари, связи по покрытию и между колоннами.

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

Типы стеновых ограждений.

Компоновка фахверка продольных и торцевых стен.

Тема 5.2. Особенности работы и расчета каркаса здания

Действительная работа стального каркаса: взаимодействие поперечных и продольных конструкций, несущих и ограждающих конструкций, податливость узловых сопряжений. Выбор расчетной схемы и определение нагрузок на поперечную раму. Определение усилий в элементах поперечных рам. Учет пространственной работы каркаса при расчете поперечных рам. Сочетания нагрузок и комбинации усилий.

Тема 5.3. Элементы покрытия

Конструкция и расчет сплошных и сквозных прогонов, крупногабаритных металлических панелей покрытия с плоским и профилированным настилом, узлы опирания прогонов и панелей на ригели поперечных рам. Конструктивное решение каркаса фонаря. Ограждающие металлические конструкции: конструктивные решения и расчет.

Особенности работы и расчета стропильных ферм в составе поперечной рамы, учет опорных моментов. Конструкция, работа и расчет шарнирного и жесткого примыкания стропильной фермы к колонне. Опирание подстропильной фермы на колонну и стропильной фермы на подстропильную.

Тема 5.4. Колонны каркаса

Виды колонн, типы сечений, расчетные длины колонн, возможные формы потери устойчивости. Конструкция, подбор и проверка сечения сплошной внецентренно-сжатой колонны, учет требований по обеспечению местной устойчивости полок и стенки колонн. Конструкция, подбор и проверка сечения

сквозной внецентренно-сжатой колонны: устойчивость ветвей и стержня колонны в целом, работа и расчет решетки. Конструкция, особенности работы и расчета основных узлов колонны: сопряжение надкрановой и подкрановой частей, укрупнительный стык, база, анкерные болты. Конструирование и расчет связей по колоннам.

Тема 5.5. Подкрановые конструкции

Общая характеристика: состав конструкций, виды подкрановых конструкций, типы сечений, особенности работы, нагрузки. Сплошные подкрановые балки: определение расчетных усилий, компоновка сечения, проверка прочности и выносливости, проверка общей и местной устойчивости. Подкрановые фермы с жестким верхним поясом, подкраново-подстропильные фермы, пути подвесных кранов: особенности конструирования, работы и расчета. Сопряжения подкрановых балок и тормозных конструкций с колоннами: особенности работы, конструирования и расчета. Крановые рельсы и их крепления к балкам.

Раздел 6. СПЕЦИАЛЬНЫЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ РАЗЛИЧНОГО НАЗНАЧЕНИЯ

Тема 6.1. Плоскостные конструкции покрытий больших пролетов

Область применения, особенности проектирования, классификация. Балочные системы: схемы, основные размеры, типы сечений, узлы. Рамные системы, конструктивные схемы сплошных и сквозных рам, основные размеры, особенности работы и расчета, узлы. Компоновка покрытий с применением большепролетных балочных и рамных систем.

Арочные системы: конструктивные схемы сплошных и сквозных арок, способ восприятия распора, узлы, особенности компоновки покрытия, обеспечение и проверка устойчивости арок.

Тема 6.2. Пространственные стержневые конструкции покрытий

Конструктивные и геометрические схемы структур, сечения стержней и варианты узловых сопряжений. Типы узловых элементов. Характеристики узловых элементов. Особенности работы и расчета, преимущества и недостатки. Стержневые цилиндрические оболочки: конструктивные и геометрические схемы, особенности опирания и работы оболочек, сечения стержней и типы узлов сетчатых оболочек. Оболочки двоякой кривизны (купола), виды куполов, конструктивные схемы, особенности работы и расчета.

Тема 6.3. Вантовые висячие системы

Висячие покрытия. Область применения, общая характеристика, преимущества и недостатки висячих покрытий, особенности работы и способы стабилизации формы покрытий. Классификация висячих покрытий.

Однопоясные системы из гибких нитей: компоновка, особенности работы, конструктивные особенности, основы расчета гибких нитей.

Однопоясные системы с изгибно-жесткими нитями: компоновка, типы сечений, особенности конструирования, работы и расчета.

Двухпоясные системы со стабилизацией нитей в плоскости их провисания: разновидности систем, особенности компоновки, работы и расчета. Тросовые фермы, конструктивные решения, особенности расчета. Седловидные предварительно-напряженные сетки: очертания опорного контура, особенности работы и расчета покрытия и опорного контура. Комбинированные вантовые системы с балками жесткости. Конструктивные решения, основы расчета.

Тема 6.4. Тонколистовые металлические оболочки покрытий

Конструктивные решения покрытий положительной, отрицательной и нулевой кривизны. Особенности работы. Основы расчета. Преимущества и недостатки.

Тема 6.5. Конструкции многоэтажных зданий

Область применения, общая характеристика: особенности эксплуатации. Нагрузки и воздействия на несущие конструкции многоэтажных зданий. Требования к многоэтажным зданиям.

Классификация конструктивных схем и особенности их работы: рамные, связевые, рамно-связевые системы, их разновидности.

Особенности компоновки различных систем в плане и по высоте здания. Конструктивные решения элементов многоэтажных зданий и узлов.

Совершенствование конструкций многоэтажных зданий: совмещение несущих и ограждающих функций, применение систем повышенной жесткости, предварительное напряжение конструкций, унификация узловых сопряжений, учет требований крупноблочного монтажа.

Тема 6.6. Конструкции высотных сооружений

Общая характеристика высотных сооружений. Нагрузки и воздействия.

Башни: общая характеристика, конструктивные решения башен и основы расчета.

Мачты: схемы мачт, основные размеры, размещение оттяжек, формы ствола, типы сечений поясов и решетки, конструкция узлов, особенности работы и расчета ствола и оттяжек.

Опоры воздушных линий электропередач. Общая характеристика. Нагрузки и воздействия, основы конструирования и расчета.

ТРЕБОВАНИЯ К КУРСОВОМУ ПРОЕКТУ

Курсовой проект № 1 «Технологическая площадка»

В курсовом проекте №1 рассматриваются вопросы компоновки технологической площадки с необходимыми расчетами, подбором сечений основных несущих элементов с проверкой их несущей способности и их жесткости.

В состав проекта входит:

1. Выбор типа и компоновка технологической площадки на основе рассмотрения 3-х вариантов.
2. Подбор сечений стального настила, балки настила и главной балки с выполнением соответствующих проверочных расчетов.
3. Компоновка сечения и проверочные расчеты центрально-нагруженной колонны.
4. Конструирование и расчет узлов сопряжений балок настила с главными балками и с колонной и сопряжения главных балок с колоннами.
5. Лист формата А2 чертежей в стадии КМ, включающих: схемы расположения балок настила, главных балок, колонн, настила и вертикальных связей; продольный и поперечный разрезы; узлы сопряжения балок настила с главными балками и с колонной, главной балки с колонной, сопряжения колонны с фундаментом; фрагмент главной балки с указанием размеров; таблицу «Ведомость элементов»; примечания.
6. Лист формата А2 чертежей в стадии КМД, включающих: чертеж главной балки, балки настила и колонны; таблицу «Спецификация» на главную балку, балку настила и на колонну; таблицу «Требуется»; таблицу заводских сварных швов и примечания.

Объем проекта – два листа чертежей формата А2 и пояснительная записка с необходимыми расчетами и эскизами.

Курсовой проект №2 «Стальной каркас одноэтажного производственного здания»

Курсовой проект №2 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 (или два листа формата А2) в стадии КМ, 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, включающий чертеж фермы; таблицу «Спецификация»; примечания.

Объем проекта – 2 листа чертежей формата А1 и пояснительная записка с необходимыми расчетами и схемами.

УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КАРТА УЧЕБНОЙ ДИСЦИПЛИНЫ

очная форма получения высшего образования

Номер раздела, темы	Наименование раздела, темы	Количество аудиторных занятий				Иное	Количество часов УСР	Форма контроля знаний
		Лекции	Практические занятия	Семинарские занятия	Лабораторные занятия			
1	2	3	4	5	6	7	8	9
	6 семестр							
	Введение	4						
	Краткий обзор развития металлических конструкций (МК). Общая характеристика МК. Номенклатура и область применения, достоинства и недостатки. Основные направления технического прогресса, повышение эффективности металлических конструкций.	4						
1	Основы проектирования металлических конструкций, свойства и работа материалов в конструкциях.	30						зачет
1.1	Материалы, применяемые в металлических строительных конструкциях.	8						
1.1.1	Стали. Общая характеристика, микроструктура, химический состав, маркировка углеродистых и легированных сталей.	4						
1.1.2	Алюминиевые сплавы, их химический состав, механические и физические характеристики. Область применения в строительстве.	2						
1.1.3	Структура и термическая обработка стали и алюминиевых сплавов. Коррозия стальных и алюминиевых строительных конструкций. Методы защиты.	2						

1	2	3	4	5	6	7	8	9
1.2	Работа металлов под нагрузкой. Работа металла при однократном статическом растяжении и сжатии. Диаграммы и стадии работы материала. Основные показатели механических свойств стали и алюминиевых сплавов. Явление хрупкости в сталях: наклеп, старение, неравномерное распределение напряжений, температурные воздействия, усталость материала. Ударная вязкость.	4						зачет
1.3	Основы расчета металлических конструкций.	18						зачет
1.3.1	Основы метода расчета конструкций по предельным состояниям. Нормативные и расчетные нагрузки, их классификация. Коэффициенты надежности по нагрузке и сочетания нагрузок.	2						
1.3.2	Коэффициенты надежности по материалу и условий работы, нормативные и расчетные сопротивления сталей и алюминиевых сплавов. Коэффициенты надежности по назначению и ответственности сооружения. Статистические методы определения нормативных характеристик.	2						
1.3.3	Работа изгибаемых элементов в упругой и упругопластичной стадиях, шарнир пластичности. Совместное действие нормальных и касательных напряжений, условия, препятствующие учету упругопластической работы материала при изгибе. Расчетные формулы.	2						
1.3.4	Потеря устойчивости плоской формы равновесия изгибаемых элементов. Кручение и изгиб тонкостенных стержней.	2						
1.3.5	Напряженное и деформированное состояние элементов, работающих на осевую силу. Потеря устойчивости и расчет центрально-сжатых элементов.	2						
1.3.6	Расчет на прочность внецентренно нагруженных стержней. Потеря устойчивости внецентренно-сжатых элементов. Расчет на устойчивость в плоскости и из плоскости действия момента	4						
1.3.7	Понятие о местной устойчивости элементов сечений МК. Расчет элементов на прочность с учетом хрупкого разрушения. Расчет на выносливость.	4						
2	Конструирование и расчет соединений металлических конструкций.	10						зачет
2.1	Сварные соединения.	4						
2.1.1	Сварные соединения с помощью стыковых швов.							
2.1.2	Сварные соединения с помощью угловых швов.	2			16			

1	2	3	4	5	6	7	8	9
2.1.3	Конструктивные и технологические требования к сварным соединениям.	2						
2.1.4	Особенности сварки сплавов алюминия.							
2.2	Болтовые соединения.	6						
2.2.1	Соединения на обычных болтах.	4						
2.2.2	Соединения на высокопрочных болтах.	2						
3	Проектирование конструкций технологических площадок.	18	18					экзамен
3.1	Типы технологических площадок. Узлы сопряжений балок. Расчет стального настила.	4						
	Итого за семестр	48			16			
	7 семестр							
3.2	Расчет прокатных балок с учетом упруго-пластической работы металла.	2	2					
3.3	Проектирование составных балок. Компановка сечений. Изменение сечений. Расчет опорных частей балок. Соединение поясов со стенкой. Местная устойчивость стенки.	4	10					
3.4	Бистальные балки. Балки с перфорированной стенкой.	2						
3.5	Стыки балок. Узлы сопряжений балок.	2						
3.6	Центрально-сжатые колонны. Компановка и проверочные расчеты сплошностенчатых колонн. Компановка и проверочные расчеты сквозных колонн. Базы колонн. Оголовки колонн.	4	6					
4	Стропильные фермы.	14	12					экзамен
4.1	Область применения ферм. Классификация. Типы сечений.	2						
4.2	Расчетные длины. Нагрузки. Определение усилий. Подбор сечений стержней ферм.	4	4					
4.3	Рядовые и опорные узлы ферм из парных уголков, одиночных уголков, тавров, прямоугольных и круглых труб.	4	4					
4.4	Монтажные узлы ферм из парных уголков, одиночных уголков, тавров, прямоугольных и круглых труб. Заводские стыки верхнего и нижнего поясов ферм.	4	4					

1	2	3	4	5	6	7	8	9
5	Металлические конструкции одноэтажных производственных зданий.	22	36					экзамен
5.1	Общие сведения. Требования к производственным зданиям (унификация, типизация). Деление производственных зданий на температурные отсеки.	2	4					
5.2	Типы покрытий. Фонари, стены, фахверк производственных зданий.	4						
	Итого за семестр	34	34					
	8 семестр							
5.3	Связи в производственных зданиях.	2						
5.4	Компоновка поперечных рам здания (ПРЗ). Основы расчета ПРЗ: определение нагрузок и усилий в элементах ПРЗ.	4	10					
5.5	Учет пространственной работы каркаса производственного здания. Составление расчетных сочетаний усилий.	2						
5.6	Конструирование и расчет одноступенчатых колонн производственных зданий.	6	20					
5.7	Конструирование и расчет подкрановых конструкций	2	2					
6	Специальные конструктивные формы.	16						экзамен
6.1	Большепролетные конструкции покрытий (балочные, рамные, арочные)	2						
6.2	Висячие вантовые покрытия. Типы, основы конструирования и расчета.	4						
6.3	Тонколистовые металлические оболочки покрытий.	2						
6.4	Купола: ребристые, ребристо-кольцевые, сетчатые. Основы конструирования и расчета.	2						
6.5	Пространственные стержневые конструкции покрытий (структуры).	2						
6.6	Высотные сооружения: башни, мачты, опоры ЛЭП. Особенности конструирования и расчета.	4						
	Итого за семестр	32	32					
	Всего аудиторных часов	196						

Лабораторные занятия, их наименование и объем в часах.

№ темы	№ занятий	Наименование тем и содержание занятий	Объем занятий	Формы контроля
1	2	3	4	5
2	1	Техника безопасности при термической резке и сварке. Правила безопасности при выполнении электросварочных работ. Мероприятия по предотвращению поражения электрическим током, по защите от световой радиации, вредных газовых выделений, тепловых ожогов и пожаров.	1	Отчет о ЛР
	2	Ручная электродуговая сварка электродом с покрытием. Схема сварки и основные параметры. Оборудование, сварочный инструмент и материалы. Определение параметров сварки. Зажигание дуги и управление дугой. Выполнение сварных швов.	3	Отчет о ЛР
	3	Автоматическая сварка под слоем флюса. Источники питания и оборудование. Определение параметров сварки и выполнение контрольных швов.	2	Отчет о ЛР
	4	Полуавтоматическая сварка в среде защитных газов и порошковой проволокой. Источники питания и оборудование. Определение параметров сварки и выполнение контрольных швов.	2	Отчет о ЛР
	5	Контактная сварка: стыковая, точечная, шовная. Сущность и основные параметры. Оборудование. Преимущества и недостатки. Контактная точечная сварка сеток и каркасов. Сварка стальных листов.	2	Отчет о ЛР
	6	Термическая резка металлов: кислородная, дуговая, воздушно-дуговая, кислородно-дуговая, плазменная. Оборудование и определение параметров термической резки.	2	Отчет о ЛР
	7	Сварочные напряжения и деформации. Определение сварочных напряжений при наплавке сварного валика на кромку полосы. Определение общих деформаций, возникающих при сварке таврового элемента. Рекомендации по уменьшению сварочных деформаций на этапах проектирования и изготовления конструкций. Уменьшение остаточных напряжений и деформаций после сварки.	2	Отчет о ЛР
	8	Основные дефекты сварных соединений, выполненных дуговой и контактной сваркой. Дефекты сварных соединений и причины их образования. Методы контроля качества сварных соединений.	2	Отчет о ЛР
		Итого	16	

ИНФОРМАЦИОННО-МЕТОДИЧЕСКАЯ ЧАСТЬ

Список литературы

Основная литература

1. Металлические конструкции: В 3 т. Учебн. для строит. вузов/ 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. — 544 с.
2. Металлические конструкции: Общий курс: Учебник для вузов/ Под ред. Е. И. Беленя. — 6-е изд., перераб. и доп. — М.: Стройиздат, 1986.-560 с.
3. Металлические конструкции: Общий курс: Учебник для вузов/ Под ред. Г. С. Веденикова. — 7-е изд., перераб. и доп. — М.: Стройиздат, 1998.-760 с.
4. Металлические конструкции. Специальный курс. — 3-е изд. / Под ред. Е. И. Беленя. — М.: Стройиздат, 1991. - 687 с.

Дополнительная литература

5. Металлические конструкции. В 3 т. (Справочник проектировщика) /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. Реконструкция, обследование, усиление и испытание конструкций, 1999. — 528 с.
6. Проектирование металлических конструкций: Спец. курс. Учеб. пособие для вузов /Под ред. Бирюлева В. В. — Л.: Стройиздат, 1990. — 432 с.
7. Кутухтин Е. Г. и др. Легкие конструкции одноэтажных производственных зданий. — 2-е изд. — М.: Стройиздат, 1988. — 263 с. (Справочник проектировщика).

ОСНОВНАЯ НОРМАТИВНАЯ ЛИТЕРАТУРА

8. СНиП II-3-81*. Стальные конструкции. Нормы проектирования. — М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1991. — 96 с.
9. СНиП 2.03.06-85. Алюминиевые конструкции. -М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. — 46 с.
10. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. — М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. — 34 с.
11. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия (Дополнения, разд. 10. Прогибы и перемещения). — М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. — 7 с.

ДОПОЛНИТЕЛЬНАЯ НОРМАТИВНАЯ ЛИТЕРАТУРА

12. EN 1990 Еврокод. Основные положения по расчету конструкций.
13. EN 1991 Еврокод 1. Воздействия на конструкции.
14. EN 1993-1-1. Проектирование стальных конструкций. Общие правила и правила для зданий.

15. EN 1993-1-3. Проектирование стальных конструкций. Общие правила. Дополнительные правила для холодноформованных элементов и листов.
16. EN 1993-1-5. Проектирование стальных конструкций. Пластинчатые элементы.
17. EN 1993-1-8. Проектирование стальных конструкций. Расчет соединений.

КОМПЬЮТЕРНЫЕ ПРОГРАММЫ

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

НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЕ МАТЕРИАЛЫ.

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

Средства диагностики результатов учебной деятельности

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

Для оценки достижений студента рекомендуется использовать следующий диагностический инструментарий:

- устный и письменный опрос во время практических занятий;
- проведение текущих контрольных работ (заданий) по отдельным темам;
- защита выполненных на практических (или лабораторных) занятиях индивидуальных заданий;
- защита выполненных в рамках самостоятельной работы индивидуальных заданий;
- сдача зачета по дисциплине;
- защита курсовых проектов;
- сдача экзаменов.

ПЕРЕЧЕНЬ ТЕМ ПРАКТИЧЕСКИХ ЗАНЯТИЙ

1. Определение геометрических характеристик профилей, используемых для изготовления металлических конструкций.
2. Конструирование и расчет стыковых сварных соединений.
3. Конструирование и расчет сварных нахлесточных соединений.

4. Конструирование и расчет комбинированных сварных соединений.
5. Расчет сварных узлов прикрепления консолей к колоннам.
6. Конструирование и расчет болтовых соединений на обычных болтах при действии осевых сил и при совместном действии осевых и поперечных сил.

7. Конструирование и расчет стыков балки на высокопрочных болтах.
8. Определение оптимальной схемы технологической площадки.
9. Расчет тонколистового стального настила.
10. Расчет прокатных балок с учетом упруго-пластической работы металла.
11. Компоновка сечений составных сварных балок.
12. Конструирование и расчет опорных узлов балок.
13. Проверка местной устойчивости поясов и стенки составных балок.
14. Компоновка сечений и проверочные расчеты сплошностенчатых и сквозных центрально-сжатых колонн.
15. Конструирование и расчет узлов сопряжений балок между собой и балок с колоннами.
16. Компоновка поперечной рамы одноэтажного однопролетного производственного здания.
17. Определение нагрузок на поперечную раму здания.
18. Составление расчетных сочетаний усилий для расчета колонн и ригеля.
19. Компоновка сечений и проверочные расчеты сплошностенчатых и сквозных внецентренно-сжатых колонн.
20. Конструирование и расчет узлов колонн одноэтажных производственных зданий.
21. Подбор сечений и расчет узлов стропильной фермы.

Методические рекомендации по организации и выполнению самостоятельной работы студентов

При изучении дисциплины рекомендуется использовать следующие формы самостоятельной работы:

-контролируемая самостоятельная работа в виде решения индивидуальных задач в аудитории во время проведения практических занятий под контролем преподавателя в соответствии с расписанием;

-управляемая самостоятельная работа, в том числе в виде выполнения индивидуальных расчетных заданий с консультациями преподавателя;

-разработка курсовых проектов по индивидуальным заданиям.

Методы (технологии) обучения

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

-элементы проблемного обучения (проблемное изложение, вариативное изложение, частично-поисковый метод), реализуемые на лекционных занятиях;
-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 курсовых проектов.

»

I. Введение в предмет

Исторические периоды в развитии металлических конструкций

История использования металлических конструкций насчитывает около двух тысячелетий - по дошедшей до нас информации, металлические конструкции использовались уже в древней Греции при строительстве культовых сооружений (432 год до н.э.). 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 начальный период развития металлические конструкции изготавливались в виде балок, стоек, затяжек, распоров, каркасов куполов ("корзинок"). Соединение элементов осуществлялись на проушинах, замках и горновой сварки.

С XVIII по середину 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 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.) 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.

Третий период - середина XIX и начало XX веков, характеризуется бурным развитием металлических конструкций. В это время появились эффективные способы выплавки стали, которая и становится доминирующим металлом в строительстве. 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.

Четвертый период - вторая половина XX века, характеризуется применением, кроме обычных, легированных сталей и сплавов 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.

Области применения металлических конструкций

1. Каркасы производственных зданий (колонны поперечных рам, ригели в виде ферм или балок), технологические конструкции (подкрановые конструкции, балочные площадки), элементы фахверка, горизонтальные и вертикальные связи; несущие и ограждающие элементы покрытий;
2. Транспортные галереи (стойки, пролетные конструкции);
3. Пролетные строения мостов;
4. Листовые конструкции (резервуары, газгольдеры, бункеры, трубопроводы, сосуды нефтегазохимической промышленности);
5. Покрытия большепролетных общественных зданий;
6. Каркасы высотных зданий (небоскребов);
7. Металлические конструкции грузоподъемных кранов, экскаваторов;
8. Металлические конструкции гидротехнических сооружений;
9. Радиотелескопы, антенны космической связи;
10. Формы для изготовления железобетонных конструкций.

Преимущества и недостатки металлических конструкций

Основными преимуществами металлических конструкций являются следующие:

1. Легкость (масса металлических конструкций примерно на порядок меньше аналогичных конструкций, изготовленных из железобетона);
2. Лучшая транспортабельность (возможность членить конструкции на отправочные марки, металлические конструкции лучше воспринимают динамические нагрузки, неизбежные при транспортировке);
3. Металлические конструкции являются наиболее технологичными как в процессе изготовления, так и монтажа (металл можно гнуть, резать; соединения можно осуществлять с помощью сварки, болтов, заклепок, саморезов);
4. По сравнению с железобетоном и деревом, металл является более однородным и более изотропным материалом, что в большей степени соответствует расчетным предпосылкам;
5. Металл является непроницаемым материалом, и, следовательно, в большей степени соответствует требованиям к сосудам для хранения жидкостей и газов;
6. Металлам, особенно сплавам алюминия, характерна большая стабильность свойств;
7. Усиление металлических конструкций осуществляется значительно проще, чем конструкций из железобетона и дерева;
8. Металлические конструкции наиболее приспособлены для крепления к ним технологического оборудования;
9. Себестоимость металлических конструкций в значительно меньшей степени зависит от массовости их изготовления;
10. Возможность полной утилизации металлических конструкций.

К недостаткам металлических конструкций следует отнести низкий предел огнестойкости (0,25-0,4 часа для стальных конструкций и 0,05-0,07 часа для конструкций из сплавов алюминия) и подверженность обычных не легированных сталей коррозии.

Требования к металлическим конструкциям.

1. Соответствие заданным условиям эксплуатации;
2. Надежность и долговечность;
3. Минимальная стоимость по расходу металла при изготовлении, монтаже и эксплуатации;
4. Технологичность и транспортабельность.

II. Металлы для металлических конструкций

Основные свойства металлов

Для изготовления металлических конструкций используются преимущественно стали и в редких случаях сплавы алюминия. Сталь - это железоуглеродистый сплав, основными элементами которого по степени влияния являются железо и углерод. Сплавы алюминия, применяемые в металлических конструкциях, изготавливаются на основе алюминия и одного или нескольких легирующих элементов.

Материалы, используемые для изготовления металлических конструкций, должны обладать следующими свойствами: сопротивлением статическим и динамическим воздействиям, пластичностью, сопротивлением расслоению и свариваемостью. Сопротивление статическим воздействиям характеризуется пределом пропорциональности, пределом текучести и временным сопротивлением. На рис. 2.1, где приведена зависимость между напряжениями (σ) и относительными деформациями (ϵ) при растяжении образца, указанные характеристики обозначены соответственно: σ_p , σ_y , σ_u . Предел пропорциональности - это наименьшее напряжение, при котором нарушается линейная связь между напряжениями и деформациями. Предел текучести может быть физическим (для низкоуглеродистых сталей) и условным. Физический предел текучести - это наименьшее напряжение, при котором образец деформируется без увеличения растягивающих напряжений. На рис.2.1а физическому пределу текучести соответствует "площадка текучести" (горизонтальная часть диаграммы "напряжение-деформация"). Условный предел текучести ($\sigma_{0.2}$) - это напряжение, при котором остаточное удлинение образца составляет 0.2%. Условный предел текучести используется для металлов, диаграмма которых не имеет "площадки текучести" (см. рис.2.1б и в)

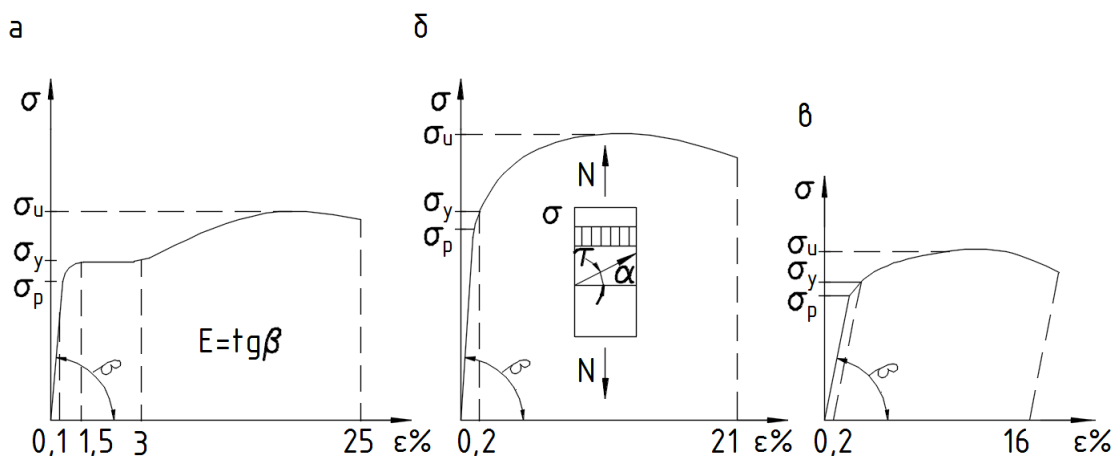


Рис. 2.1. Диаграммы «напряжение-деформация»: а - для малоуглеродистой стали; б- для низколегированной стали; в- для сплава алюминия.

Сопротивление динамическим воздействиям характеризуется ударной вязкостью, которая определяется как отношение работы, расходуемой для ударного излома образца, к поперечному сечению образца в месте излома.

Пластичность (ϵ_{\max}) характеризуется отношением приращения расчетной длины образца после его разрыва к первоначальному значению расчетной длины. Сопротивление расслоению определяется наименьшим диаметром стержня, вокруг которого образец загибается на 180° без появления трещин. Свариваемость - это свойство металла образовывать сварные соединения без снижения его механических характеристик. Свариваемость определяется химическим составом стали. Например, повышенное содержание углерода, ухудшает свариваемость.

Химический состав сталей

В сталях на долю железа приходится 90...98.5%, а доля углерода составляет 0.09...2%. Кроме указанных элементов в сталях присутствуют кремний, марганец, медь, хром, никель, фосфор и сера. Влияние химических элементов на свойства стали указано в таблице 2.1.

Таблица 2.1

Влияние химических элементов на свойства стали

Наименование хим. Элемента	Символ	$\sigma_{\text{н}}$	$\sigma_{\text{у}}$	Δ	$a_{\text{н}}$	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.

Фосфор и сера относятся к вредным примесям: фосфор делает сталь "хладноломкой", склонной к хрупким разрушениям при отрицательной температуре, а сера делает сталь "красноломкой", склонной к образованию трещин при высокой температуре, например, при сварке. В тоже время вредные примеси могут оказывать и положительное влияние: фосфор значительно повышает коррозионную стойкость стали, а сера облегчает обработку стали резанием. Присутствие фосфора и серы в составе стали обусловлено химическим составом руды. Кроме фосфора и серы, на свойства сталей отрицательно влияют кислород и азот. Однако азот (символ этого элемента буква "А") в химически связанном состоянии с алюминием, титаном, ванадием (символ “Ф”) и ниобием (символ «Б») используется для улучшения свойств стали. При этом содержание азота, как правило, не превышает 0.03%.

В состав легированных сталей специально вводят химические элементы, улучшающие те или иные свойства. Для этой цели, кроме ранее названных элементов, используют алюминий, вольфрам, марганец, медь, молибден, никель, титан, хром и фосфор (для повышения коррозионной стойкости).

3-я лекция

Структура стали.

Структура – порядок расположения частиц (атомов, молекул) а также их группировки в более крупные скопления (кристаллы, зерна).

Структурные превращения чистого железа при переходе из жидкого состояния в твердое (температура плавления чистого железа +1535⁰С):

1. В интервале температур 1535⁰ – 1400⁰ в процессе кристаллизации образуется δ-железо, кристаллическая решетка которого – объемно-центрированный куб (ОЦК-решетка).

2. В интервале температур 1400⁰ – 910⁰ из δ-железа образуется кристаллическая модификация γ-железо с решеткой в виде гранецентрированного куба (ГЦК-решетки).

3. При температуре меньше 910° ГЦК-решетка превращается в ОЦК-решетку. Получаемая при этом кристаллическая решетка называется α -железом.

Структурные превращения стали (железоуглеродистого сплава) обусловлены структурными превращениями чистого железа. В интервале температур $1535^{\circ} - 1400^{\circ}$ образуется твердый раствор углерода в δ -железе. В интервале температур $1400^{\circ} - 910^{\circ}$ образуется твердый раствор углерода в γ -железе, который называется аустенит. При температуре меньше 910° аустенит разлагается на феррит (нормальный раствор углерода в α -железе) и на цементит (перенасыщенный раствор углерода в α -железе). Феррит образует самостоятельные зерна, а цементит образует зерна, смешанные с ферритом, которые называются зернами перлита.

Термическая обработка стали

Для улучшения свойств стали используются следующие виды термической обработки:

1. Нормализация – нагрев стали до температуры образования аустенита ($> 910^{\circ}$ 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.

2. 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.

3. 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.

4. Старение – выделение из твердых растворов растворенных элементов. В сталях это выделение из кристаллической решетки железа атомов углерода и других элементов. Старение может привести к увеличению прочности, но при этом снижается пластичность и сопротивляемость хрупкому разрушению. Старение осуществляется в течение длительного времени. Процесс старения существенно ускоряется при нагреве (термическое старение) и при пластических деформациях (деформационное старение).

Классификация стали

По содержанию углерода стали бывают низкоуглеродистые (с содержанием углерода не более 0.25% по массе), среднеуглеродистые (с содержанием углерода 0.25...0.6%) и высокоуглеродистые (с содержанием углерода более 0.6%). Кроме железа и углерода в состав железоуглеродистых сплавов входят и другие химические элементы, присутствие которых обусловлено химическим составом руды. Такие стали называются углеродистыми. Иногда химические элементы вводят специально в состав сталей для улучшения (легирования) их свойств. Такие стали называются легированными. По количеству легированных элементов различают стали низколегированные (с содержанием легирующих элементов не более 2.5%), среднелегированные (с содержанием легирующих элементов не более 5%) и высоколегированные (с содержанием легирующих элементов более 5%). Для строительных металлоконструкций применяют, как правило, низкоуглеродистые и низколегированные стали, как имеющие оптимальные сочетания свойств.

Исходя из механических характеристик различают стали обычной прочности ($\sigma_u \leq 420 \text{ МПа}$), повышенной прочности ($420 < \sigma_u \leq 590$) и высокой прочности ($\sigma_u > 550 \text{ МПа}$).

Углеродистые и легированные стали классифицируются по маркам: углеродистые - Ст0, Ст1, Ст2, Ст3, Ст4, Ст5, Ст6 (ГОСТ380); легированные - 09Г2С, 15ХСНД, 08ГСДП, 12ГН2МФАЮ и т.д. (ГОСТ 19281). Для марок углеродистой стали буквосочетание «Ст» означает сталь, цифра - порядковый номер (чем больше номер, тем больше углерода). Для легированных сталей первые цифры указывают на содержание углерода в сотых долях процента, буквы являются символами химических элементов. Символы элементов приведены в таблице 2.1. Цифры после буквы указывают процентное содержание данного элемента (при содержании меньшим 1% цифра, как правило, не ставится). Углеродистые и легированные стали классифицируются также по классам прочности (ГОСТ27772): углеродистые - С235, С245, С255, С275, С285; низколегированные стали - С345, С345К, С375, С390, С590, С590К. Буква «С» в обозначении стали указывает на принадлежность к строительству, цифра после буквы «С» указывает номинальное значение предела текучести в МПа. Буква «К» после цифр указывает на модификацию по химсоставу. Классификация по классам прочности определяется механической прочностью стали в готовой продукции - в листовом и фасонном прокате (к фасонному прокату относятся уголки, тавры, двутавры и швеллеры). Прочность проката зависит не только от химсостава и термической обработки стали, но и от вида проката (прочность листового проката меньше, чем фасонного), от толщины проката (с увеличением толщины прочность снижается). Уменьшение прочности является следствием того, что при изготовлении листового проката,

металл подвергается меньшему обжатию, чем при изготовлении фасонного проката. То же имеет место при изготовлении толстого проката по сравнению с тонким прокатом. Кроме того, с увеличением толщины металл после прокатки остывает медленнее, что также приводит к уменьшению прочности.

При разливке стали из нее выделяются газовые образования (в основном кислород), сталь, как бы, кипит. При затвердевании мельчайшие пузырьки газа остаются в металле и ухудшают его механические свойства. Такая сталь называется кипящей (обозначается буквами "кп"). Для ликвидации кипения и для улучшения свойств стали в нее добавляют раскислители (кремний 0.12...0.3% или алюминий 0.1%). Такая сталь называется спокойной (обозначается буквами "сп"). Спокойная сталь является более однородной и мелкозернистой, лучше сопротивляется динамическим воздействиям и хрупкому разрушению. Спокойная сталь на 10...15% дороже кипящей. При добавлении промежуточного количества раскислителя получают полуспокойную сталь (обозначается буквами "пс"), которая имеет промежуточные механические свойства и стоимость.

Для всех указанных сталей, кроме стали С235, ударная вязкость гарантируется. Исключение составляет стальной прокат толщиной, как правило, менее 4 и более 40 мм. Условия, при которых гарантируется ударная вязкость, определяются категориями (см. ГОСТ 27772). 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.

4-ая лекция.

Сплавы алюминия.

Алюминий является самым распространенным химическим элементом среди металлов - по оценочным данным в земной коре его содержание составляет около 8.8%, в то время, как содержание железа составляет 5.1%, магния 2.1%, меди и хрома - сотые доли процента; цинка, свинца, олова и других металлов - тысячные доли процента. Несмотря на широкую распространенность, объем выплавляемого алюминия в мире примерно в десять раз меньше объема выплавляемой стали. Это связано с большой энергоемкостью и сложностью процесса выделения алюминия из природных соединений.

В металлических строительных конструкциях чистый алюминий применения не находит из-за низкой прочности и высокой пластичности (деформативности). Для повышения механических свойств алюминий легируют с помощью следующих

химических элементов: марганца, магния, кремния, меди и цинка. Легирующие элементы составляют 2...10% от общей массы сплава. В таблице 2.2 приведен перечень сплавов алюминия, которые находят наибольшее применение в строительстве.

Таблица 2.2

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 (см. §2.6), сохранение механических свойств при отрицательных температурах, лучший внешний вид и отсутствие искрообразования. К недостаткам сплавов алюминия следует отнести меньший модуль упругости, большой коэффициент линейного расширения, более сложную технологию сварки, разупрочнение некоторых сплавов при сварке, высокую стоимость.

Таблица 2.3

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

Сортамент

Перечень профилей с указанием их формы, размеров, геометрических характеристик и массы называется сортаментом. Первый сортамент был составлен в 1881 году в Германии. В дальнейшем, с развитием науки и техники, сортамент неоднократно пересматривался с целью его оптимизации. Оптимизация сортамента заключается в обеспечении высоких геометрических характеристик (момента инерции, момента сопротивления, радиуса инерции) при наименьших площадях поперечного сечения. Как правило, это достигается за счет уменьшения толщины стенки и полок профиля или за счет совершенствования формы профиля. Рациональность профилей при сжатии, может быть оценена по значению удельного радиуса инерции (ρ), чем больше, тем лучше:

$$\rho = i / \sqrt{A}, \quad (2.1)$$

где i , A - соответственно, радиус инерции и площадь сечения. Рациональность профилей, работающих на изгиб, оценивается удельным моментом сопротивления (ω):

$$\omega = W / \sqrt[3]{A}, \quad (2.2)$$

где W - момент сопротивления сечения.

Другой проблемой формирования сортамента является определение оптимального количества типоразмеров профилей: для экономии металла сортамент должен содержать наибольшее количество типоразмеров, но с другой стороны увеличение количества типоразмеров ведет к увеличению стоимости профилей, так как увеличивается стоимость оборудования и трудозатрат.

Современный сортамент включает в себя листовой прокат, профили в виде уголков, швеллеров, двутавров, тавров, круглых и прямоугольных труб, а так же усложненные профили с отгибами, "бульбами" и пр. (см. рис. 2).

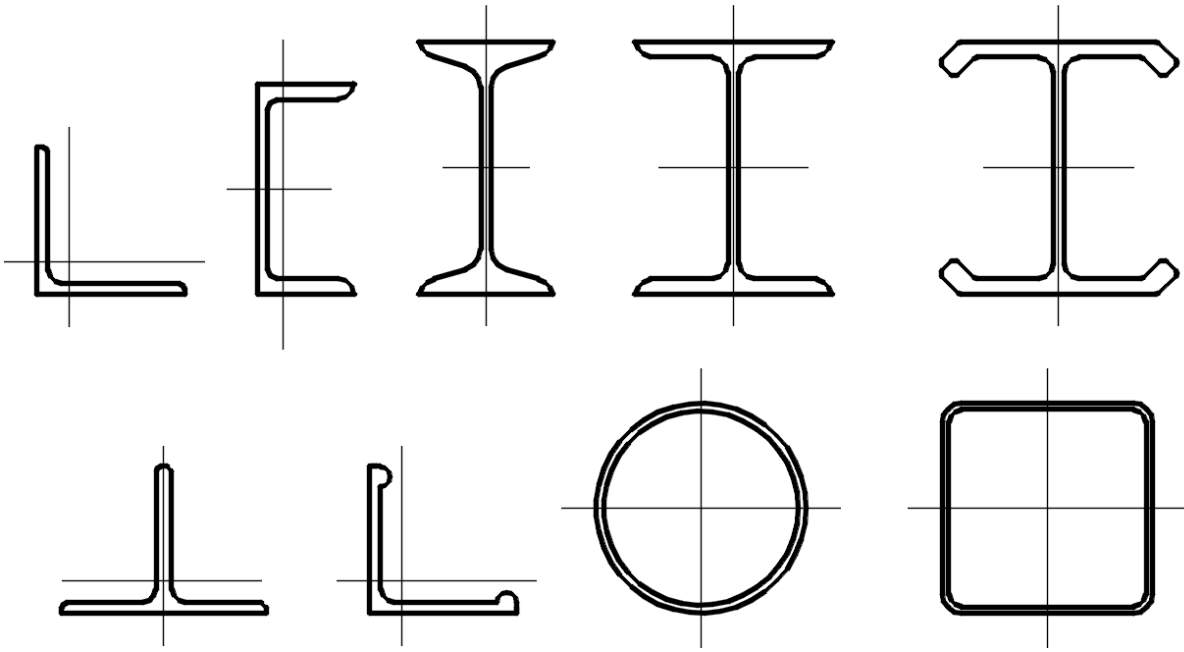


Рис. 2.2. Виды проката из стали и сплавов алюминия

При этом 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 м. 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 полок, а вторая - толщину полок; $\angle 250 \times 160 \times 20$, где первые два числа обозначают размеры полок, а третья - толщину полок. Уголки гнутые также бывают равнополочные и неравнополочные. Для их обозначения на чертежах перед

уголковым знаком ставятся две буквы "Гн", например: Гн \angle 120х6. Длина холодногнутой 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 "[" и числом, которое обозначает высоту швеллера в "см", например: [40. При параллельных гранях добавляется буква «п» например, [40-п.

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.

III. РАБОТА МЕТАЛЛОВ ПОД НАГРУЗКОЙ

Работа металлов при одноосном напряженном состоянии

Одноосное напряженное состояние иллюстрируется диаграммой " σ - ε " (см. рис.2.1).

При одноосном напряженном состоянии в металле возникают нормальные ($\sigma=N/A$) и касательные ($\tau=\sigma \cdot \sin 2\alpha/2$) напряжения, где A - площадь поперечного сечения образца до приложения нагрузки. Нормальные напряжения изменяют расстояния между атомами в направлении силы " N ". Касательные напряжения сдвигают атомы относительно друг друга. При $\sigma < \sigma_p$ (σ_p - предел пропорциональности) деформации являются только упругими (обратимыми). Упругие деформации вызываются нормальными и касательными напряжениями и распределяются равномерно по всему объему напрягаемой части образца. Упругие продольные деформации сопровождаются поперечными деформациями. Отношение последних к продольным деформациям (относительным) определяется коэффициентом Пуассона (ν). При упругой работе металла $\nu=0.3$. На этой стадии работы металла зависимость " σ - ε " является линейной и соблюдается закон Гука:

$$\sigma = \varepsilon E. \quad (3.1)$$

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. Особенностью пластических деформаций является то, что они вызываются только касательными напряжениями и концентрируются по отдельным плоскостям. Плоскости, по которым происходят пластические деформации, направлены, как правило, под углом примерно 45° к направлению силы " N ", т.е. совпадают с направлением наибольших касательных напряжений. Между плоскостями, где появились пластические деформации, материал работает упруго.

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%. Плоскости интенсивного развития пластических деформаций на поверхности образца проявляются в виде линий, называемых линиями "Чернова-Людерса". На этом этапе нагружения продольные деформации, как и при упругой работе металла, сопровождаются поперечными деформациями.

При этом в местах развития пластических деформаций коэффициент Пуассона равен 0.5.

После того, как относительные деформации достигнут $\approx 3\%$, наступает зона самоупрочнения, т.е. для дальнейшего увеличения деформаций необходимо увеличение нагрузки. При напряжениях, равных временному сопротивлению (σ_u), происходит резкое уменьшение поперечного сечения образца (образуется "шейка") в месте наиболее интенсивного развития пластических деформаций. На диаграмме " σ - ϵ " этому этапу соответствует ниспадающая часть графика. За образованием "шейки" следует разрыв образца. Разрыв образца при одноосном напряженном состоянии является пластическим разрывом. Его характерными признаками являются: образование "шейки" и грани места разрыва примерно совпадают с направлением наибольших касательных напряжений.

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 $\sigma = \sigma_y$.

Работа металлов при двухосном и трехосном напряженном состоянии

Работа стали при двухосном растяжении иллюстрируется диаграммами " σ - ϵ " на рис.3. Образец и усилия в нем представлены в правой части рисунка. Индексы при " σ " указывают усилие, в результате которого появились эти напряжения. Нижние индексы при " ϵ " указывают направление деформаций (в направлении оси "x" или "y"), а верхние - усилие, порождающее эти деформации.

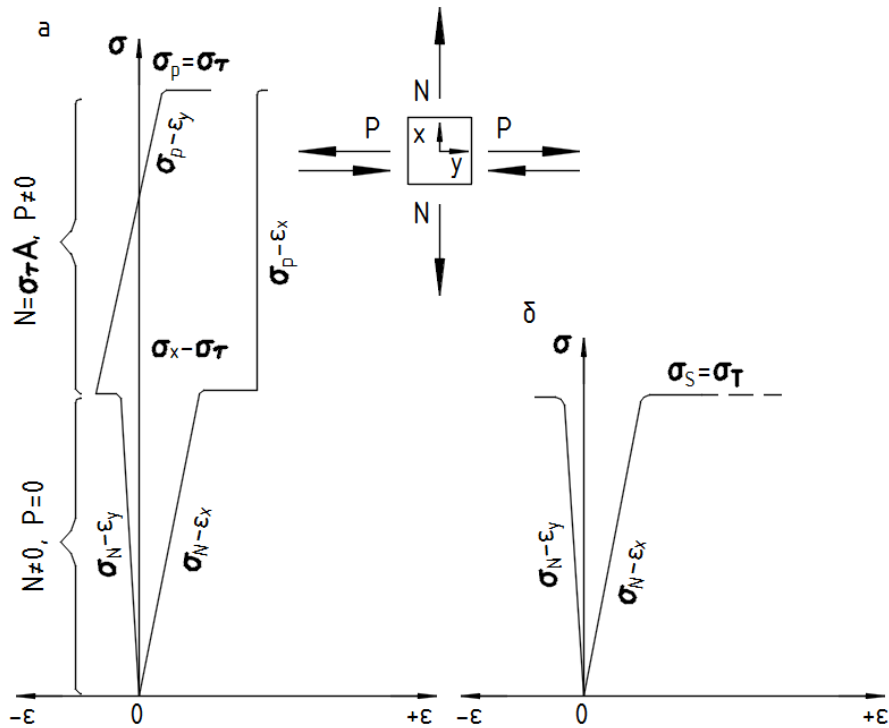


Рис. 3.1. Диаграммы «напряжения-деформации» при последовательном нагружении: а- при растяжении образца в двух направлениях; б- при растяжении в одном и сжатии в другом направлении.

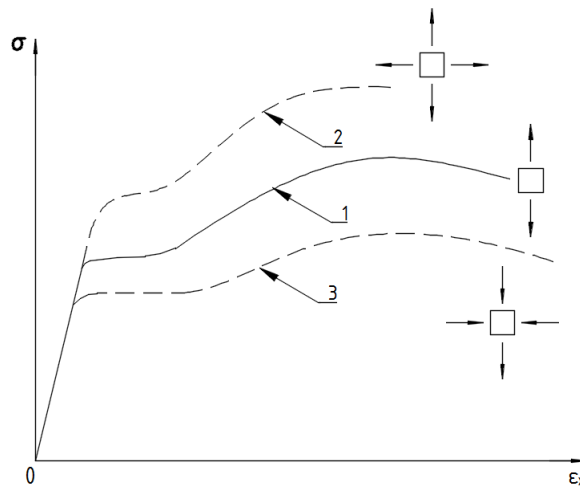


Рис. 3.2. Диаграммы «напряжения-деформации» при одновременном нагружении: 1-при одноосном растяжении; 2- при двухосном растяжении; 3- при растяжении в одном и сжатии в другом направлении.

При действии усилия N ($P=0$) образец увеличивается в длине по направлению оси "x" и уменьшается по направлению оси "y". Это иллюстрируется нижней частью рисунка. При достижении напряжениями " σ_N " предела текучести увеличение

нагрузки в направлении оси "x" прекращается. После этого к образцу прикладывается усилие "P" в направлении оси "y". В этом направлении образец работает так, как если бы $N=0$, т.е. растяжение образца в направлении "x" не сказывается на несущей способности в направлении "y". Этот вывод получен при условии, что "N" и "P" являются усилиями одного знака: или растягивающими или сжимающими.

На рис.3б приведены диаграммы "σ-ε." для образца растянутого в одном направлении и сжатого в другом. При загрузке образца в направлении "x" до предела текучести силой N его несущая способность становится практически равной нулю в направлении "y", если сила "P" противоположна по знаку усилию "N". На рис. 4 приведены диаграммы для образцов, загруженных одновременно в двух направлениях. Из приведенных диаграмм видно, что при однозначных напряжениях (диаграмма 2) зона упругой работы металла увеличивается, а зона упруго-пластической работы уменьшается. При разнозначных напряжениях наоборот: упругая зона уменьшается, а упруго-пластическая увеличивается. На основании проделанных экспериментальных исследований можно сделать следующие выводы:

- при двухосном и трехосном напряжении одинакового знака материал переходит в пластическое состояние при тех же величинах, что и при одноосном, но уже по двум или трем взаимно перпендикулярным наклонным плоскостям. При этом, развитие пластических деформаций в одном направлении почти не сказывается на работе материала в другом направлении;

- при двухосном и трехосном напряжении разного знака переход в пластическое состояние ускоряется: наличие напряжений в одном направлении приводит к ускорению появления пластических деформаций в другом.

Исследования показывают, что переход материала из упругого состояния в пластическое может быть достаточно точно описан как третьей теорией прочности:

$$2\tau_{12} = \sigma_1 - \sigma_2 = \sigma_y; \quad 2\tau_{13} = \sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_y; \quad 2\tau_{23} = \sigma_2 - \sigma_3 = \sigma_y; \quad (3.2)$$

так и четвертой (энергетической):

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1 \cdot \sigma_2 - \sigma_1 \cdot \sigma_3 - \sigma_2 \cdot \sigma_3} = \sigma_y, \quad (3.4)$$

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

Приведенное напряжение м. представить в нормальных и касательных напряжениях:

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y - \sigma_x \cdot \sigma_z - \sigma_y \cdot \sigma_z + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2)} = \sigma_y \quad (3.5)$$

Работа металлов при концентрации напряжений

При резком изменении сечения образца в нем возникает концентрация напряжений - неравномерное распределение напряжений по сечению (см.рис.5).

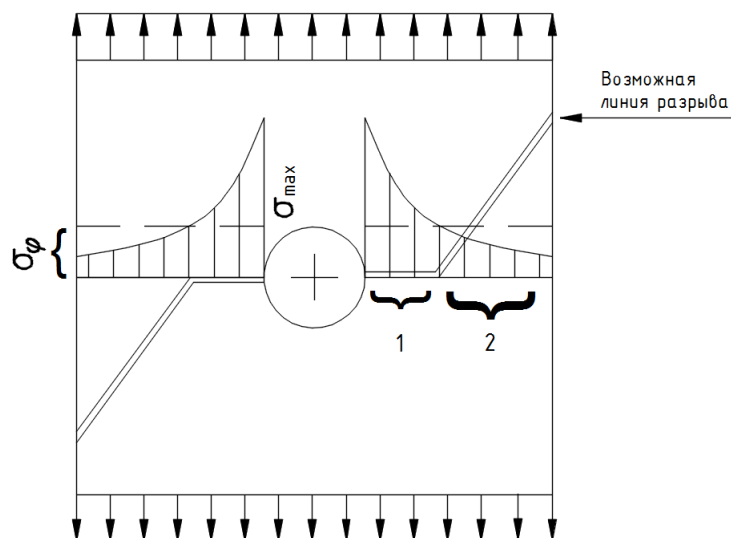


Рис. 3.3. распределение напряжений в образце с отверстием

Отношение наибольшего напряжения к среднему называется коэффициентом концентрации. 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 1 на рис.5) и участок, где напряжения меняются плавно (участок 2 на рис.5). В местах резкого изменения напряжений развитие пластических деформаций становится затруднительным (из-за задержки соседними менее напряженными участками). Поэтому разрыв образца на участке 1 происходит за счет нормальных напряжений, а на участке 2 за счет касательных напряжений. Подтверждением этого является форма разрыва. На участках 1 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 (см.рис.6).

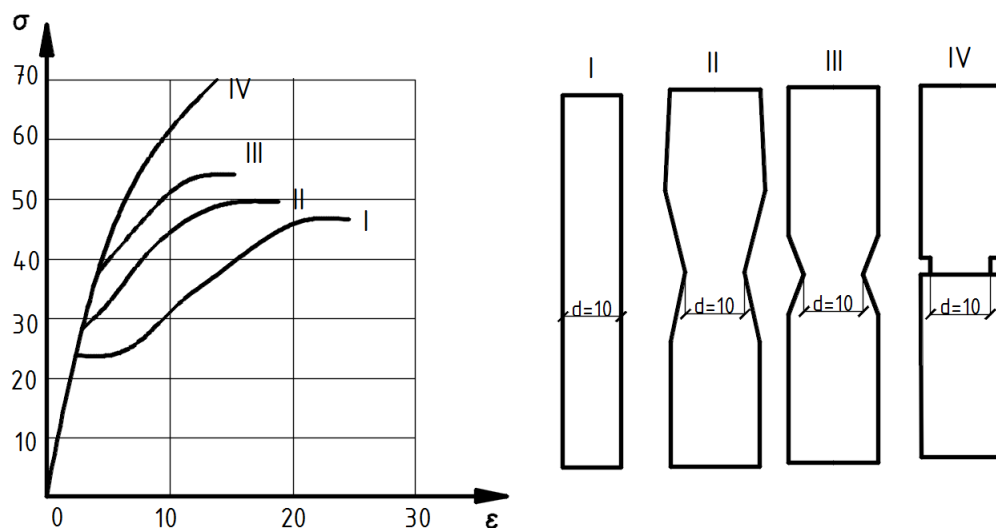


Рис. 3.4. Диаграммы «напряжения-деформации» для образцов с разной концентрацией напряжений

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.

Работа металлов при повторяющихся нагрузках

Повторное нагружение может осуществляться с перерывом и без перерыва. В первом случае, если напряжения не превышают предел текучести, повторное нагружение не сказывается на механических свойствах металла. Если напряжения превышают предел текучести, то повторное нагружение сопровождается увеличением прочности, но снижением пластичности. Это явление называется наклепом.

При многократных непрерывных нагружениях (в лабораторных условиях это примерно 30...50 циклов в минуту) в металлах наблюдается явление, именуемое усталостью. Усталость - это процесс постепенного накопления повреждений материала под действием непрерывно повторяющихся нагрузок, приводящих к разрушению. Время появления усталости металла зависит от значений напряжений:

чем больше напряжение, тем меньше требуется циклов нагрузки для разрушения образца (см.рис.7).

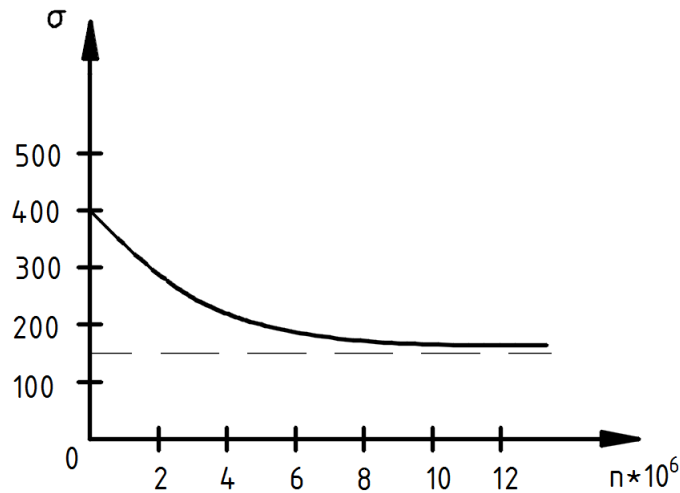


Рис.3.5. График зависимости разрушающих напряжений от количества циклов нагружения

Из рис.7, где приведены результаты исследований для стали С245, видно, что при некотором напряжении разрушение образца не происходит при сколь угодно большом количестве циклов. Такое напряжение называется пределом выносливости ($\sigma_{вб}$). Предел выносливости зависит, прежде всего, от характеристики цикла ($\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$). На рис.8 приведены некоторые характеристики циклов. Наиболее неблагоприятным является цикл с $\rho = -1$: для стали С245 при $\rho = 0$ $\sigma_{вб} = 240$ МПа, а при $\rho = -1$ $\sigma_{вб} = 140$ 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 малопрочных сталей. На предел выносливости оказывает влияние также вид напряжения - при преобладании сжатия он больше, чем при растяжении.

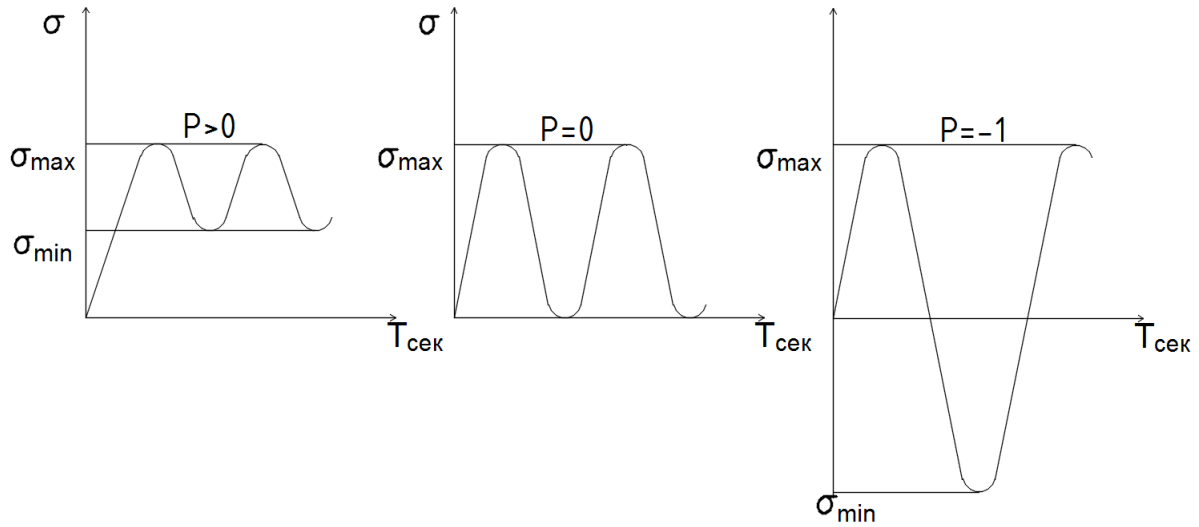


Рис. 3.6. Характеристики циклов изменения напряжений

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).

IV. Основы расчёта металлических конструкций.

Метод расчета по предельным состояниям

Целью расчета металлических конструкций является определение геометрических параметров конструкций, обеспечивающих заданные условия их эксплуатации в течение определенного периода времени при минимальном расходе материалов, трудозатрат и при достаточной степени надежности. Расчет конструкций производится методом предельных состояний. Под понятием "предельное состояние" подразумевается состояние конструкции, когда она перестает удовлетворять предъявленным к ней требованиям. Для металлических конструкций различают две группы предельных состояний: 1 - потеря несущей способности (конструкция разрушается или теряет устойчивость); 2 - появление недопустимых по условиям эксплуатации перемещений (прогибов, осадок, углов поворота), колебаний. Аналитически предельные состояния можно представить в виде:

$$N \cdot \gamma_n \geq F \cdot \gamma_c, \quad (4.1)$$

$$f \cdot \gamma_n \leq f_{пр} \quad (4.2.)$$

где N - усилие, действующее на конструкцию (функция нагрузок и пролета конструкций); F - предельное усилие, которое может воспринять конструкция (функция геометрических параметров, механических характеристик материала); f - перемещение конструкции (функция нагрузок, геометрических параметров, модуля деформации); $f_{пр}$ - предельное значение перемещений, допустимое по условиям эксплуатации; 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_n - коэффициент надежности по назначению (по ответственности), 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.

Нормативные и расчетные сопротивления материалов

При расчете металлических конструкций в качестве характеристик прочности металла используются нормативные и расчетные сопротивления. 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.

Таблица 4.1.

Расчетные сопротивления стали для различных видов напряженного состояния

Вид напряженного состояния	Обозначения и расчетные формулы
Растяжение (вдоль или поперек проката), сжатие, изгиб (по пределу текучести) То же по временному сопротивлению	$R_y = R_{yn} / \gamma_m$ $R_u = R_{un} / \gamma_m$
Сдвиг	$R_s = 0,58 R_{yn} / \gamma_m$
Смятие торцевой поверхности	$R_p = R_{un} / \gamma_m$
Смятие местное в цилиндрических шарнирах	$R_{lp} = 0,5 R_{un} / \gamma_m$
Диаметральное сжатие катков	$R_{cd} = 0,025 R_{un} / \gamma_m$
Растяжение в направлении толщины проката	$R_{th} = 0,5 \cdot R_{un} / \gamma_m$

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 бывают: постоянные (вес постоянных частей зданий, давление грунта, пред. напряжение- эти нагрузки неизменны во времени) и временные, которые, в свою очередь, подразделяются на: временные- длительные (вес стационарного оборудования, давление газов, сыпучих и др.);

- 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 делается 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 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, нормативная ветровая нагрузка определяется по формуле:

$$q_n = \rho \cdot V^2 / 2, \quad (4.3)$$

где ρ - плотность воздуха; V - скорость ветра (величина переменная во времени и пространстве).

Значения 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 5-7 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 (коэффициентом перегрузки). 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 - 1.1. Если нагрузка оказывает благоприятное влияние на работу конструкций, то значение этого коэффициента принимается меньше единицы.

Нагрузки действуют на конструкции не раздельно, 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. В основном сочетании, включающем две и более временных нагрузок, значение временной длительной нагрузки понижается умножением ее на коэффициент сочетаний равный 0.95, а кратковременной нагрузки - на 0.9. При возможности разграничения удельного влияния кратковременных нагрузок допускается учитывать их в основном сочетании следующим образом: первую по степени влияния принимать без понижения, вторую - умножать на 0.8, все остальные - на 0.6. В особом сочетании временные длительные нагрузки умножаются на 0.95, кратковременные - на 0.8, а особая нагрузка учитывается без понижения. Приведенные выше значения коэффициентов сочетаний не имеют строгого математического обоснования и приняты на основе инженерного опыта. Расчеты 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. В расчетах на прочность и общую устойчивость расчетные характеристики металла необходимо умножать на коэффициент условий работы (γ_c), а нагрузочный фактор на коэффициент надежности по назначению (γ_n). В расчетах по 2-ой группе предельных состояний на коэффициент γ_n также следует умножать нагрузочный фактор. В дальнейшем с целью

упрощения записи проверочных и других формул указанные коэффициенты в аналитических зависимостях не присутствуют.

Расчет центрально-нагруженных элементов

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 (см. §1.1). При этом растянутые только на прочность, а сжатые - на прочность и общую устойчивость.

Расчет на прочность выполняется по формуле:

$$N/A \leq R_y \quad (4.1)$$

Расчет на прочность элементов из стали с пределом текучести до 530 МПа не подвергающихся непосредственному воздействию динамических нагрузок допускается выполнять по другой формуле:

$$N/A \leq R_u/\gamma_u, \quad (4.2)$$

где N - растягивающее или сжимающее усилие, вызванное расчетными нагрузками; A - площадь сечения с учетом ослаблений; γ_u - коэффициент надежности равный 1.3.

Расчет центрально сжатых элементов на устойчивость базируется на критическом напряжении, при котором сжатый стержень может иметь две формы равновесия: прямолинейную и деформированную (см. рис. 4.1).

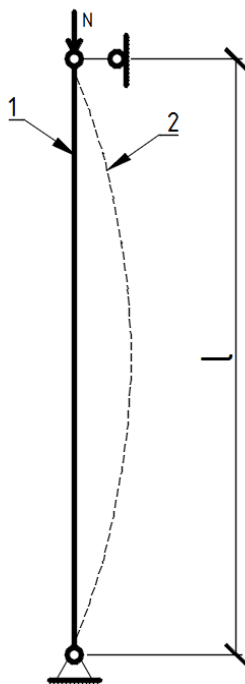


Рис. 4.1. Формы равновесия центрально сжатого стержня

Значение критического напряжения при центральной сжатии определяется по формуле Эйлера:

$$\sigma_{cr} = \pi^2 T / \lambda^2, \quad (4.3)$$

где T - приведенный модуль деформаций. При упругой работе металла приведенный модуль деформаций равен модулю упругости (E);

λ - гибкость стержня, определяемая по формуле:

$$\lambda = l_{ef} / i \quad (4.4)$$

где i , l_{ef} - соответственно, радиус инерции и расчетная длина стержня:

$$l_{ef} = \mu \cdot l, \quad (4.5)$$

l - длина стержня; μ - коэффициент расчетной длины, зависящий от способов закрепления концов стержня и способа передачи на него сжимающего усилия (см. табл.4.2)

Проверка устойчивости центрально сжатого элемента производится по формуле:

$$\sigma = N / (\varphi \cdot A) \leq R_y, \quad (4.6)$$

где A - площадь сечения без учета ослаблений; φ - коэффициент продольного изгиба:

$$\varphi = \sigma_{cr} / (R_y \cdot K_\beta),$$

(4.7)

где K_β - коэффициент, учитывающий снижение критических напряжений из-за случайного эксцентриситета приложения нагрузки, а также из-за возможного присутствия в стержне собственных, например, сварочных напряжений.

Таблица 4.2.

Значения коэффициентов расчетной длины для стержней постоянного сечения

Схема закрепления и вид нагрузки						
μ	1	0.725	0.7	0.5	2	1.12

Значения коэффициента продольного изгиба, приводятся в нормативных документах в зависимости от гибкости и расчетного сопротивления. Анализ, расчетных формул показывает, что устойчивость центрально сжатых стержней мало зависит от прочности металла, поэтому использование высокопрочных сталей для этих элементов, как правило, не эффективно.

Расчет изгибаемых элементов

Изгибаемые элементы рассчитываются по 1-му предельному состоянию на прочность и устойчивость и по 2-му предельному состоянию - по прогибам. Расчет по 1-му предельному состоянию ведется на действие расчетных нагрузок, по 2-му - на действие нормативных нагрузок. При расчетах изгибаемых элементов может учитываться как упругая так и упруго-пластическая стадия работы металла.

Расчет на прочность при упругой работе металла

Один из вариантов расчетной схемы изгибаемого элемента приведен на рис. 4.2. Наиболее часто сечение изгибаемых элементов принимается в виде двутавра, как наиболее экономичное по расходу металла.

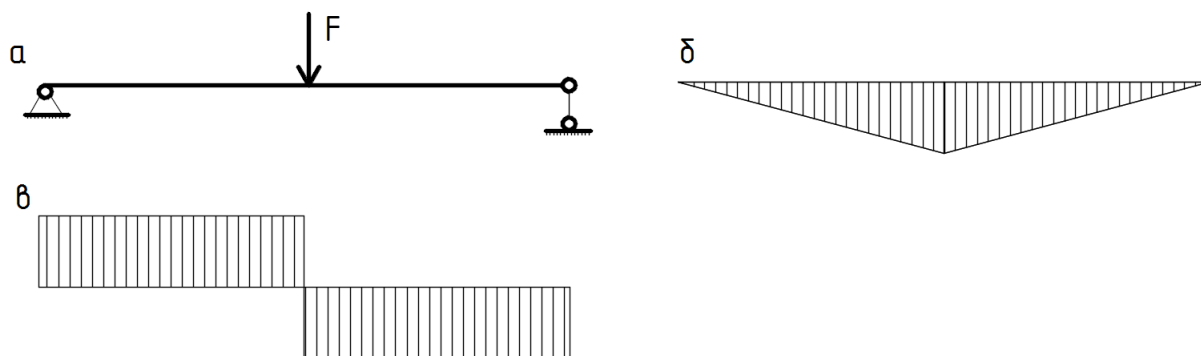


Рис. 4.2. Расчётная схема изгибаемого элемента (а), эпюра моментов (б), эпюра поперечных сил (в)

Двутавровое сечение состоит из двух полок (поясов) и стенки, которая может быть укреплена ребрами жесткости (см. рис. 4.3). В дальнейшем все формулы и эпюры напряжений будут даны применительно к двутавровому сечению.

На рис. 4.3 приведены также эпюры нормальных напряжений, направленных вдоль продольной оси изгибаемого элемента, нормальных напряжений (локальных) поперек продольной оси, т.е. вдоль оси Y и эпюры касательных напряжений. Напряжение вдоль продольной оси определяются по формуле:

$$\sigma_x = M_x / W_x \leq R_y \quad (4.8)$$

При изгибе в двух плоскостях:

$$\sigma = M_x / W_x \pm M_y / W_y \leq R_y \quad (4.9)$$

где индекс при M и W указывает относительно какой оси определяется изгибающий момент и момент сопротивления.

Локальные напряжения, направленные вдоль оси "y", учитываются только в стенке при действии сосредоточенного (локального) давления и при отсутствии в этом месте ребер жесткости:

$$\sigma_y = F/t_w \cdot l_1 \leq R_y \quad (4.10)$$

где t_w - толщина стенки; l_1 - условная длина распределения сосредоточенного давления. Для сварных балок $l_1 = b_1 + 2t$, для прокатных $l_1 = b_1 + 2(t+r)$, где b_1 - ширина опоры передающей сосредоточенное давление, t - толщина полки и r - радиус закругления в месте сопряжения полки со стенкой.

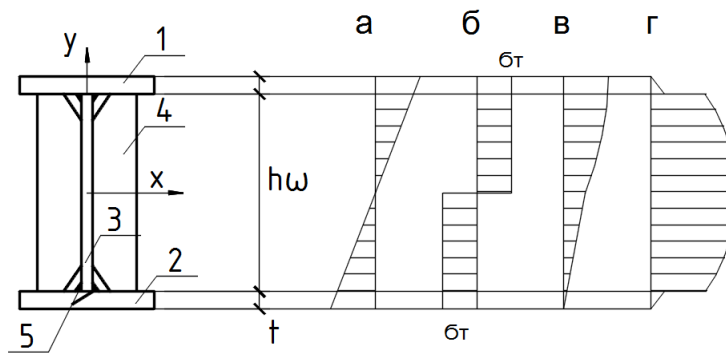


Рис. 4.3. Эпюры напряжений в двутавровом сечении изгибаемого элемента: а- эпюра нормальных напряжений направленных вдоль оси балки; б- эпюра нормальных напряжений при образовании «шарнира пластичности»; в- эпюра нормальных (локальных) напряжений направленных перпендикулярно к оси балки; г- эпюра касательных напряжений; 1, 2- полки (пояса) балки; 3- стенка; 4- ребра жесткости; 5- поясные сварные швы.

Если стенка укреплена ребрами жесткости, то она рассчитывается на устойчивость как центрально сжатый элемент (см. §4.1). При этом, в расчетное сечение включаются оба ребра жесткости и часть стенки, шириной равной $0.65 \cdot t_w \cdot \sqrt{E/R_y}$ с каждой стороны от ребра жесткости.

Касательные напряжения распределяются по всей высоте сечения и определяются по формуле:

$$\tau = Q \cdot S / (J_x \cdot t_w) \leq R_s, \quad (4.11)$$

где Q - поперечная сила в проверяемом сечении; J_x - момент инерции сечения относительно оси "x"; S - статический момент сдвигаемой части сечения относительно оси "x". Например, при определении касательного напряжения в месте сопряжения полки со стенкой S - это есть статический момент полки относительно

нейтральной оси "х". Для определения наибольших касательных напряжений в качестве S принимается статический момент полусечения. При наличии отверстий в стенке сечения значения, полученные по формуле (4.11) умножаются на отношение $a/(a-d)$, где a - шаг отверстий, d - диаметр отверстий.

Прочность стенки, где действуют несколько напряжений, проверяется по приведенному напряжению:

$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3\tau^2} \leq 1.15 \cdot R_y \quad (4.12)$$

Коэффициент 1.15 предполагает развитие локальных неупругих деформаций. Все напряжения в формуле (4.12) определяются для одного сечения и одной и той же точки проверяемого сечения и на воздействие одних и тех же нагрузок.

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: предел текучести стали не должен превышать 530 МПа, а касательные напряжения - $0.9R_s$ (кроме опорных сечений); нагрузка на сжатый пояс должна передаваться через сплошной жесткий настил, обеспечивающий общую устойчивость изгибаемого элемента.

При учете пластической работы металла, допускается появление напряжений, равных пределу текучести по всей площади поперечного сечения (см. рис. 4.3б). Охват пластичностью всей площади может быть только в одном, наиболее напряженном сечении. Проверочные формулы имеют следующий вид:

$$\sigma_x = M_x / c_1 \cdot W_x \leq R_y \quad (4.13)$$

при изгибе в двух плоскостях:

$$\sigma = M_x / c_x \cdot W_x \pm M_y / c_y \cdot W_y \leq R_y \quad (4.14)$$

При $\tau \leq 0.5R_s$ коэффициент "с₁" равен "с". Значения с, с_x, с_y - определяются по специальным таблицам, в зависимости только от геометрии сечения (касательные напряжения в виду их малости не учитываются). При $\tau > 0.5R_s$ коэффициент с₁ определяется уже с учетом касательных напряжений:

$$c_1 = 1.05 \cdot c \cdot \beta, \quad (4.15)$$

$$\text{где } \beta = \sqrt{[1 - (\tau/R_s)^2][1 - \alpha(\tau/R_s)^2]} \quad (4.16)$$

Для двутавра при его изгибе в плоскости стенки $\alpha=0.7$. В остальных случаях $\alpha=0$. В формуле (4.16) значение касательного напряжения определяется по упрощенной формуле:

$$\tau = Q / (t_w \cdot h_w) \quad (4.17)$$

При $\tau > 0.5R_s$ расчет с учетом упруго-пластической работы металла допускается лишь при изгибе в одной плоскости. Если по длине изгибаемого элемента имеется зона чистого изгиба (см. рис. 4.4), то вместо коэффициентов c_1 , c_x , c_y используются коэффициенты c_{1m} , c_{xm} , c_{ym} , определяемые по формулам:

$$c_{1m} = 0.5(1 + c_1), \quad c_{xm} = 0.5(1 + c_x), \quad c_{ym} = 0.5(1 + c_y) \quad (4.18)$$

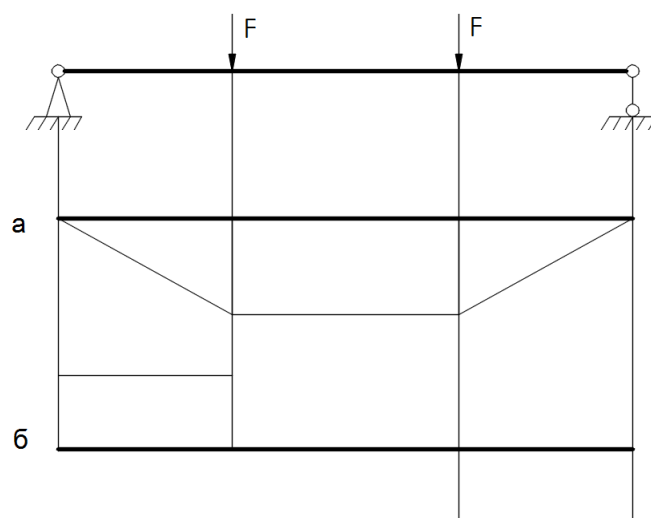


Рис. 4.4. Изгибаемый элемент с зоной чистого изгиба: а- эпюра моментов; б- эпюра поперечных сил

Уменьшение коэффициентов c_1 , c_x , c_y обусловлено тем, что здесь наибольший изгибающий момент действует не в одном сечении, а на протяжении определенного участка, что значительно увеличивает риск исчерпания несущей способности.

Проверка общей устойчивости

Изгибаемые элементы могут исчерпать несущую способность в результате потери общей устойчивости. При потере общей устойчивости перемещения изгибаемых элементов происходит не только в направлении действия нагрузки, но и в перпендикулярном направлении. На рис. 4.5 изображена консоль после потери общей устойчивости.

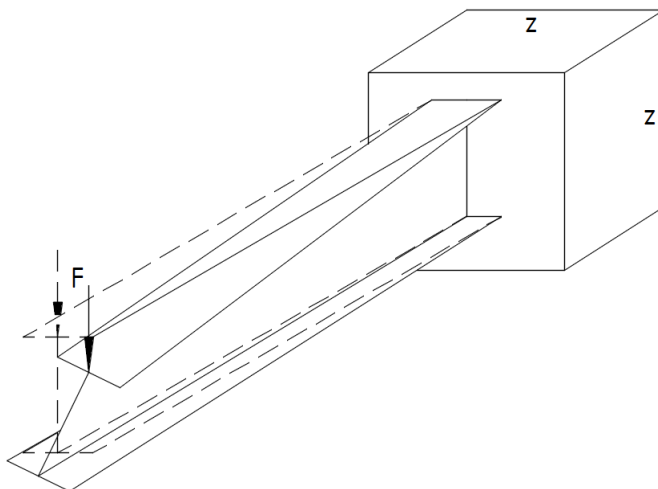


Рис. 4.5. Потеря общей устойчивости изгибаемого элемента

Проверка общей устойчивости производится по формуле:

$$M/\varphi_b \cdot W \leq R_y \quad (4.19)$$

где W - момент сопротивления для сжатого пояса в точке, наиболее удаленной от центра тяжести сечения;

$$\varphi_b = \sigma_{cr} / R_y \quad (4.20)$$

Значение коэффициента φ_b определяется в зависимости от типа сечения, соотношения геометрических характеристик, наличия или отсутствия промежуточных закреплений сжатого пояса, вида нагрузки и места ее приложения (к сжатому или растянутому поясу или между ними). Проверка общей устойчивости не требуется, если выполняется одно из двух условий:

- нагрузка на изгибающий элемент передается через жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс и надежно с ним связанный (соединение

настила с поясом должно быть рассчитано на действие фактической или условной силы, действующей в плоскости сжатого пояса);

- отношение расстояния между точками сжатого пояса, закрепленными от горизонтальных перемещений к ширине этого пояса не превышает предельных значений, приведенных в нормативных документах.

При выполнении указанных условий общая устойчивость обеспечивается конструктивными элементами, и критическое напряжение превышает расчетное сопротивление ($\sigma_{cr} > R_y$).

Проверка жесткости

Прогиб изгибаемых элементов определяется по формуле:

$$f = M_n \cdot l^2 / 9,8 \cdot E \cdot J \quad (4.21)$$

где M_n - изгибающий момент от нормативной нагрузки.

Значение найденного прогиба необходимо сравнить с его предельным значением (f_{np}):

$$f \leq f_{np} \quad (4.22)$$

В нормативных документах, как правило, даны предельные значения относительных перемещений (n_o). В этом случае, проверочная формула имеет следующий вид:

$$1/f \geq n_o \quad (4.23).$$

Расчет элементов, подверженных действию осевой силы с изгибом

В практике проектирования не делается различия между элементами внецентренно-сжатыми (рис. 4.6а) и сжато-изогнутыми (рис. 4.6б). Первые можно рассматривать, как сжатые силой N и изогнутые моментом $M=N \cdot e$, а вторые, как внецентренно-сжатые с эксцентриситетом $e=M/N$. В дальнейшем оба вида загрузения будут называться внецентренным сжатием.

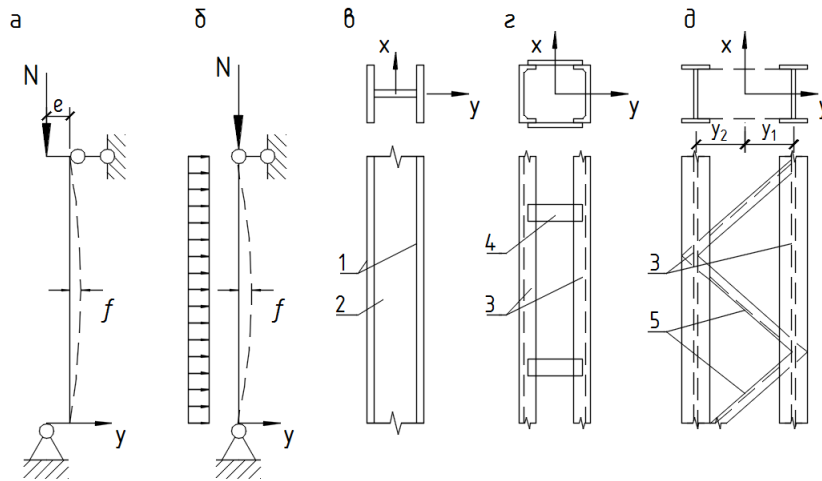


Рис. 4.6. Элементы подверженные действию осевой силы с изгибом: а-внецентренно сжатый; б- сжато-изгибаемый; в- сплошностенчатый; сквозной с планками; г- сквозной с раскосами; 1- полки (пояса); 2- стенка; 3- ветви; 4- планки; 5- раскосы.

Расчет внецентренно сжатых элементов производится только по 1-му предельному состоянию, т.е. на прочность (при упругой и упруго-пластической работе металла) и на общую устойчивость (в плоскости и из плоскости действия изгибающего момента). При проектировании внецентренно сжатых элементов делается различие между сплошностенчатыми и сквозными стержнями. Первые состоят из двух полок (поясов), соединенных сплошной стенкой, а вторые - из двух ветвей, соединенных между собой планками или раскосами.

Расчет на прочность при упругой работе металла

Напряжения в элементе складываются из напряжений, вызванных сжимающей силой (N) и изгибающим моментом (M).

Исходя из этого проверочные формулы имеют вид:

при изгибе в одной плоскости:

$$N/A \pm M/W \leq R_y \quad (4.24)$$

при изгибе в двух плоскостях:

$$N/A \pm M_x/W_x \pm M_y/W_y \leq R_y \quad (4.25)$$

Все геометрические характеристики определяются с учетом ослаблений. При расчете сквозных колонн сжимающая сила и изгибающий момент распределяются между ветвями:

$$N_1=(N \cdot y^2+M)/(y_1+y_2), N_2=(N \cdot y_2-M)/(y_1+y_2,) \quad (4.26)$$

где y_1 и y_2 - расстояние от центра тяжести соответствующей ветви до центра тяжести всего сечения (см. рис. 4.6д).

В дальнейшем каждая ветвь сквозного стержня рассчитывается, как центрально-сжатый элемент.

Расчет на прочность при упруго-пластической работе металла

Расчетная формула, используемая при проверке прочности внецентренно-сжатых элементов с учетом упруго-пластической работы металла, основана на предположении, что в предельном состоянии наибольшие напряжения в металле равны расчетному сопротивлению этого металла или, по другому, их отношение равно единице. Исходя из этого предположения, при действии на элемент только нормальной силы: $N/(A \cdot R_y) \leq 1$;

при действии только изгибающего момента относительно оси "x":

$$M_x/(C_x \cdot W_x \cdot R_y) \leq 1;$$

при действии только изгибающего момента относительно оси "y":

$$M_y/(C_y \cdot W_y \cdot R_y) \leq 1.$$

При действии на элемент всех указанных выше усилий проверочная формула имеет следующий вид:

$$(N/A \cdot R_y)^n + M_x/C_x \cdot W_x \cdot R_y + M_y/C_y \cdot W_y \cdot R_y \leq 1, \quad (4.27)$$

где n - зависит от формы сечения (для наиболее распространенных сечений - двутавров и труб $n=1.5$). Другие символы означают то же самое, что и в формулах (4.1), (4.14).

Приведенная формула не учитывает уровень развития касательных напряжений, поэтому она может быть использована только при их небольших значениях. По нормам касательные напряжения не должны превышать половины расчетного сопротивления на сдвиг ($\tau \leq 0.5R_s$). Если указанное условие не выполняется, то расчет следует выполнять по формуле (4.15). Другим условием применимости формулы (4.27) является уровень напряжений, вызванных нормальной силой:

$$N/(A \cdot R_y) > 0,1 \quad (4.28)$$

Если условие (4.28) не выполняется, то проверка делается как для изгибаемого элемента. Формула (4.27) используется также и при проверке прочности растянуто-изгибаемых элементов.

Расчет на прочность элементов, подверженных действию осевой силы с изгибом, оказывается решающим лишь для стержней с ослаблениями. В других случаях решающим расчетом для таких элементов является проверка на общую устойчивость.

Расчет на общую устойчивость в плоскости изгиба

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 (устойчивость 2-го рода). При некотором значении N дальнейшее увеличение нагрузки становится невозможным: малейшее увеличение нагрузки вызывает беспредельное нарастание прогибов (см. рис. 4.7). Значение N , соответствующее этому моменту, является критическим (N_{cr}), а отношение N_{cr}/A дает значение критического напряжения (σ_{cr}).

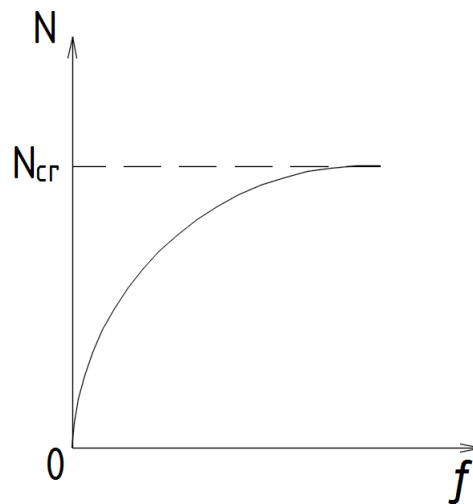


Рис. 4.7. График зависимости прогиба от нагрузки

Значение критического напряжения для внецентренно-сжатого стержня, как правило, меньше, чем для центрально-сжатого. 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:

$$M=N(e+f). \quad (4.29)$$

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. На рис. 4.8 ядро сечения обозначено штриховой линией.

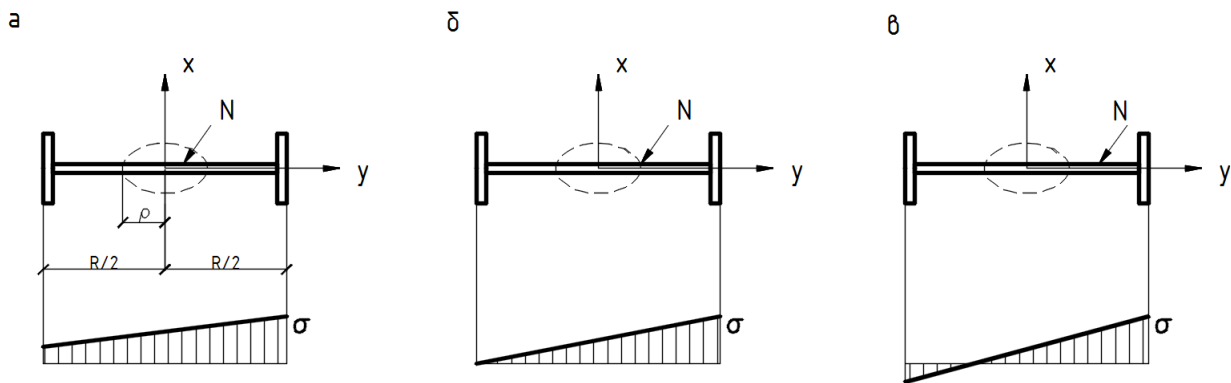


Рис. 4.8. Распределение напряжений по сечению: а- сила N в пределах ядра сечения; б- сила на границе ядра сечения; в- сила за пределами ядра сечения.

Для двутаврового сечения радиус ядра в плоскости стенки составляет примерно $0.37 h$, а для прямоугольного $0.16 h$, т.е. для сечения, например, высотой 50 см и при эксцентриситете равном 16 см двутавр будет только сжат, а прямоугольник будет иметь уже разнозначную эпюру напряжений. Для того, чтобы увязать эксцентриситет с радиусом ядра сечения, в нормах используют относительный эксцентриситет:

$$m = e \cdot \rho = M \cdot A / (N \cdot W), \quad (4.30)$$

где W - момент сопротивления для наиболее сжатого волокна сечения.

Для сквозных колонн:

$$m = M \cdot A \cdot a / (N \cdot J), \quad (4.31)$$

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:

$$m_{ef} = m \cdot \eta \quad (4.32)$$

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. На рис. 4.9 приведена эпюра напряжений, где часть напряжений достигла предела текучести, и два двутавровых сечения, различно ориентированных относительно плоскости изгиба. Из рисунка видно, что в первом случае (стенка двутавра совпадает с плоскостью изгиба) пластичностью охвачена значительно большая часть сечения, (на рис. 4.9 эта часть сечения заштрихована) чем во втором (стенка двутавра перпендикулярна плоскости изгиба). Коэффициент влияния формы отражает указанную разницу: чем большая часть сечения охватывается пластичностью при одинаковой эпюре напряжений, тем больше значение этого коэффициента. Например, для прямоугольника, а также для двутавра на рис. 4.9в $\eta = 1$, для двутавра на рис. 4.9б $\eta \approx 1.25$.

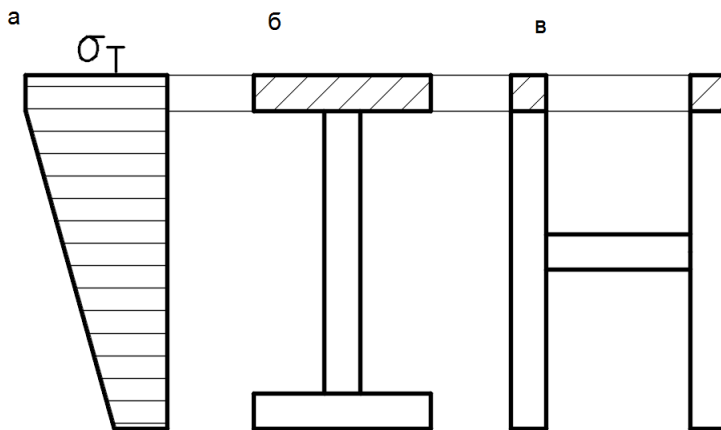


Рис. 4.9. Распределение пластических деформаций по сечению двутавра: а- эпюра напряжений; б, в- положения двутавров.

Значения коэффициента η приведены в нормативных документах в зависимости от вида сечения, относительного эксцентриситета и условной гибкости, которая равна:

$$\lambda = \lambda \sqrt{R_y/E}.$$

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

Проверка устойчивости внецентренно-сжатых элементов в плоскости изгиба производится по формуле:

$$N/\varphi_e \cdot A \leq R_y, \quad (4.33)$$

где φ_e – коэффициент снижения расчётных сопротивлений при внецентренном сжатии. Значение этого коэффициента определяются по таблицам в зависимости от условной гибкости в плоскости изгиба и приведенного эксцентриситета для сплошностенных стержней, и относительного эксцентриситета для сквозных стержней.

Расчет на общую устойчивость внецентренно-сжатых элементов.

а). Из плоскости изгиба

Если $J_x < J_y$, то проверка устойчивости элемента из плоскости изгиба производится, как для центрально-сжатого стержня:

$$N/\varphi_y \cdot A \leq R_y, \quad (4.34)$$

где коэффициент продольного изгиба, определяется в зависимости от гибкости относительно оси "y" и расчетного сопротивления. Очевидно, что указанная проверка имеет смысл лишь при $\lambda_y > \lambda_x$.

В случае, если $J_x \geq J_y$, проверка устойчивости из плоскости изгиба производится по другой формуле:

$$N/c \cdot \varphi_y \cdot A \leq R_y, \quad (4.35)$$

где коэффициент "с" учитывает наличие изгибающего момента в плоскости наибольшей жесткости. При $m_x \leq 5$ значение коэффициента "с" определяется по формуле:

$$c = \beta / (1 + \alpha \cdot m_x). \quad (4.36)$$

При $m_x \geq 10$ предполагается, что стержень может потерять устойчивость как от сжатия, так и от изгиба и, следовательно, в этом случае, проверочная формула должна учитывать обе эти возможности:

$$N/\varphi_y \cdot A + M_x/\varphi_b \cdot W_x \leq R_y, \quad (4.37)$$

После алгебраических преобразований формула (4.37) принимает вид формулы (4.35), где

$$c = 1/(1 + m_x \cdot \varphi_y/\varphi_b) \quad (4.38)$$

Если относительный эксцентриситет (m_x) находится в интервале 5...10, то используется интерполирующая формула:

$$c = c_5(2 - 0,2m_x) + c_{10}(0,2 \cdot m_x - 1), \quad (4.39)$$

где c_5 и c_{10} - значения коэффициента "с", найденные соответственно по формуле (4.36) при $m_x = 5$ и (4.38) при $m_x = 10$.

В формуле (4.36) коэффициенты α и β определяются по таблице норм в зависимости от типа сечения, относительного эксцентриситета (m_x), и гибкости относительно оси "у". При определении относительного эксцентриситета используется момент в заделке, если стержень относительно оси "у" - консоль. Если оба конца стержня закреплены от смещений из плоскости изгиба, то используется наибольший изгибающий момент в пределах средней трети длины стержня, но не меньше половины наибольшего изгибающего момента. В формуле (4.38) коэффициент φ_b определяется, как для изгибаемого элемента (см. §4.2.3.). Для стержней замкнутого сечения $\varphi_b = 1$. Если выполняется условие:

$$J_y \cdot E \cdot h_1^2 / J_x \cdot R_y \cdot l_b^2 \geq 0,68 \quad (4.40)$$

то φ_b также равно единице и для других сечений. В приведенном выражении: l_{by} - расстояние между точками колонны, закрепленными от горизонтальных перемещений из плоскости изгиба; h_1 - расстояние между центрами тяжести поясов.

Для сквозных стержней проверка общей устойчивости из плоскости изгиба сводится к проверке общей устойчивости относительно оси "у" каждой ветви в отдельности, как центрально-сжатого элемента.

б). Расчет на общую устойчивость внецентренно-сжатых элементов при двух эксцентриситетах

1). Сплошностенчатые элементы (см. рис.4.10)

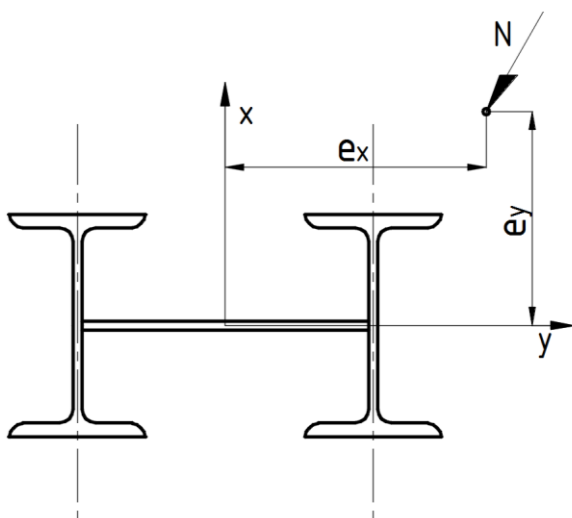


Рис. 4.10 Сечение внецентренно-сжатого сплошностенчатого элемента при двух эксцентриситетах.

Проверка общей устойчивости производится по формуле:

$$\frac{N}{\varphi_{exy} \times A} \leq R_y \times \gamma_c, \quad \text{где } \varphi_{exy} = \varphi_{ey} (0,6\sqrt[3]{C} + 0,4\sqrt[4]{C})$$

φ_{ey} – коэффициент снижения расчетных сопротивлений при внецентренном сжатии в плоскости наименьшей жесткости (относительно оси «у») определяется: в зависимости от условной гибкости относительно оси «у» и приведенного эксцентриситета, а также относительно оси «у»:

$$m_{ef,y} = e_y \frac{A}{w_y} \eta$$

Влияние момента в плоскости наибольшей жесткости (M_x) учитывается параметром «с». Определение параметра «с» см. предыдущий раздел «Проверка устойчивости из плоскости изгиба».

Из общего правила проверки устойчивости, изложенного выше, имеются три исключения:

1. Если плоскость наибольшей жесткости не является плоскостью симметрии, то значение относительного эксцентриситета (m_x), используемого для определения параметра «с», умножается на 1,25;

2. Если приведенный эксцентриситет в плоскости наименьшей жесткости ($m_{e,y}$) меньше относительного эксцентриситета в плоскости наибольшей жесткости (m_x), то требуются дополнительные проверки элемента как внецентренно-сжатого, но только при одном эксцентриситете относительно оси «Х» ($e_y=0$). Проверки делаются в плоскости и из плоскости изгиба (см. выше);

3. Если гибкость в плоскости наименьшей жесткости ($\lambda_y=l_y/i_y$) меньше гибкости в плоскости наибольшей жесткости ($\lambda_x=l_x/i_x$), то требуется дополнительная проверка устойчивости элемента относительно оси «X» при $e_y=0$.

2). Сквозные элементы (см. рис. 4.11)

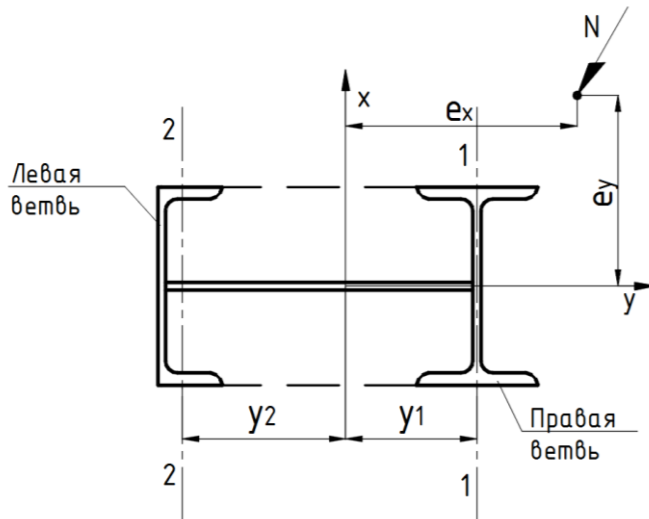


Рис. 4.11 Сечение внецентренно-сжатого сквозного элемента при двух эксцентриситетах.

Проверка устойчивости сквозных стержней с двумя эксцентриситетами производится в следующей последовательности:

1. Проверяется устойчивость всего стержня относительно оси «X». При этом принимается, что $e_y=0$. Описание этой проверки приведено выше.

2. Усилия, действующие на сквозной элемент, распределяются между ветвями:

$$N_{л} = \frac{N \times y_1 - N \times e_x}{y_1 + y_2}; \quad N_{пр} = \frac{N \times y_2 - N \times e_x}{y_1 + y_2}$$

$$M_{y,л} = N \times e_y \frac{i_{л}}{i_{л} + i_{пр}}; \quad M_{y,пр} = N \times e_y \frac{i_{пр}}{i_{л} + i_{пр}}$$

Индексы означают: «л» – для левой ветви, «пр» – для правой ветви. i – погонная жесткость относительно оси «У».

3. После распределения усилий каждая ветвь рассчитывается как внецентренно-сжатый сплошностенчатый элемент: левая ветвь на усилия $N_{л}$ и $M_{y,л}$; правая ветвь на усилия $N_{пр}$ и $M_{y,пр}$.

Местная устойчивость металлических конструкций

Сечения элементов металлических конструкций образуются тонкими пластинками, соединенными между собой тем или иным способом. Например,

двутавр на рис. 4.10 образован тремя пластинками: двумя полками и одной стенкой. Сжатие может привести к выпучиванию пластинок, т. е. к потере местной устойчивости (на рис. 4.10 изображена потеря местной устойчивости одной из полок). Следствием этого становится резкое уменьшение несущей способности всей конструкции. Для того, чтобы местная устойчивость не ограничивала несущую способность всей конструкции, необходимо превышение или равенство напряжений, вызывающих потерю местной устойчивости отдельных пластинок, и напряжений, определяющих несущую способность конструкции по прочности или по общей устойчивости.

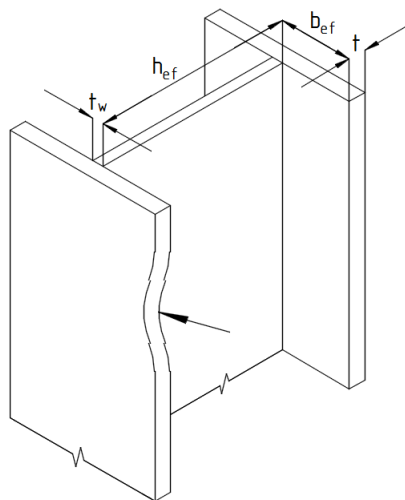


Рис. 4.10. Потеря местной устойчивости полки двутавра

При определении значений напряжений, при которых происходит потеря местной устойчивости, составные части сечений (пластинки) рассматриваются, как отдельные элементы с соответствующими закреплениями краев. Например, в двутавровом сечении полка рассматривается, как пластинка с одним защемленным и другим свободным краем, а стенка - как пластинка с двумя защемленными краями. Условия закрепления краев пластинок не меняют качественную сторону потери местной устойчивости, а только изменяют количественные значения критических напряжений. Следует отметить также, что потеря местной устойчивости зависит не от длины, а от ширины пластинки.

Критическая сила потери местной устойчивости для отдельной пластинки может быть определена по формуле, подобной формуле Эйлера, определяющей критическую силу потери общей устойчивости центрально-сжатого стержня:

$$N_M = \kappa \pi^2 E_c \cdot J / h^2 \quad (4.41)$$

где k - коэффициент, учитывающий распределение напряжений по сечению пластинки, и вид закрепления ее краев; $E_{ц}$ - цилиндрический модуль деформаций:

$$E_{ц} = E / (1 - \nu^2),$$

где ν - коэффициент Пуассона; I - момент инерции пластинки ($J = th^3/12$); h - ширина пластинки (для полки двутавра на рис. 4.10 $h = b_{ef}$, а для стенки $h = h_{ef}$).

Разделив N_M на площадь сечения пластинки ($t \cdot h$) и подставив в (4.41) выражение для определения $E_{ц}$ и J , можно получить выражение для критического напряжения:

$$\sigma_M = k \pi^2 E t^2 / 12 (1 - \nu^2) h^2 \quad (4.42)$$

В нормах проверка местной устойчивости при однородном напряженном состоянии сводится к сравнению отношения h/t с предельным отношением:

$$h/t \leq [h/t] \quad (4.43)$$

Для конструкций, несущая способность которых ограничивается прочностью, например, для изгибаемых элементов предельное отношение определяется из равенства:

$$\sigma_M = R_y \quad (4.44)$$

Для конструкций, несущая способность которых определяется общей устойчивостью, например, для центрально-сжатых элементов:

$$\sigma_M = \sigma_{cr} \quad (4.45)$$

где $\sigma_{cr} = \pi^2 \cdot E / \lambda^2$

Из равенства (4.42) и (4.44) следует: чем больше прочность металла, тем меньше должно быть отношение ширины пластинки к толщине, а из сравнения (4.42) и (4.45): чем больше гибкость, тем больше это отношение.

Если пластинка находится в сложном напряженном состоянии (имеются нормальные напряжения σ_x , σ_y , и касательное τ), то проверочная формула имеет следующий вид:

$$\sqrt{\left(\sigma_x / \sigma_{xcr} + \sigma_y / \sigma_{ycr}\right)^2 + \left(\tau / \tau_{cr}\right)^2} \leq \gamma_c, \quad (4.46)$$

где σ_{xcr} , σ_{ycr} и τ_{cr} - соответствующие критические напряжения. Способ определения этих напряжений изложен в § 6.4.5.

Расчет металлических конструкций на выносливость

На выносливость рассчитываются металлические конструкции, воспринимающие многократно действующие, подвижные и вибрационные (динамические) нагрузки с количеством циклов загрузений за весь период эксплуатации не менее 10^5 . Принятый в нормах метод расчета основан на предположении, что появление усталости определяется действием наибольших нормальных напряжений. Исходя из этого предположения, проверочная формула имеет вид:

$$\sigma_{\max} \leq \alpha \cdot R_v \gamma_v, \quad (4.47)$$

где σ_{\max} - наибольшее по абсолютному значению напряжение, определяемое с учетом ослаблений сечения и без учета коэффициента динамичности и коэффициентов φ , φ_e и φ_b , используемых при расчетах элементов на общую устойчивость;

α - коэффициент, зависящий от количества циклов загрузки; γ_v - коэффициент, учитывающий характеристику цикла загрузки (отношение $\sigma_{\min}/\sigma_{\max}$), а также вид напряженного состояния (растяжения или сжатие);

R_v - расчетное сопротивление усталости, назначаемое в зависимости от прочности металла и группы элементов, которые определяются видом концентратора напряжений.

Следует отметить, что расчетное сопротивление усталости слабо зависит от прочности металла. Например, при увеличении прочности металла (временного сопротивления) в 1.5 раза расчетное сопротивление усталости увеличивается только в 1.2 раза. Кроме того, высокопрочные стали более чувствительны ко всякого рода изменениям сечений, что имеет место, прежде всего, в болтовых и сварных соединениях. В этих местах расчетное сопротивление усталости высокопрочных сталей имеет такое же значение, как и сталей малопрочных. Из сказанного следует, что применение высокопрочных сталей в металлических конструкциях, воспринимающих многократно повторяющиеся нагрузки, в большинстве случаев является неэффективным.

Расчет элементов стальных конструкций на прочность с учетом хрупкого разрушения

Центрально- и внецентренно-растянутые элементы, а также растянутые зоны изгибаемых элементов, эксплуатируемых при температурах ниже -30^0 С, необходимо проверять на прочность с учетом хрупкого разрушения:

$$\sigma_{\max} \leq \beta \times R_u / \gamma_u, \quad (4.48),$$

где σ_{\max} – наибольшее растягивающее напряжение в проверяемом сечении с учетом ослаблений, но без учета коэффициентов динамичности и коэффициента снижения расчетного сопротивления при потере общей устойчивости изгибаемого элемента (φ_b);

β – коэффициент, определяемый в зависимости от группы элементов (вида концентратора напряжений), толщины, климатического района и прочности стали;

γ_u – коэффициент безопасности, равный 1,3.

Значение коэффициента « β » изменяется в пределах 0,6-1,0. Способствует хрупкому разрушению, кроме вышеуказанных факторов, вид реза металла: при гильотинной резке вероятность хрупкого разрушения возрастает. Также следует отметить, что стали повышенной и высокой прочности ($\sigma_u > 420$ МПа) более подвержены хрупкому разрушению, чем стали обычной прочности ($\sigma_u \leq 420$ МПа).

Другие факторы, способствующие хрупкому разрушению: низкая температура, динамические нагрузки, местные (локальные) напряжения, концентрация напряжений.

Для повышения сопротивляемости хрупкому разрушению следует: избегать расположения сварных швов в растянутой зоне, особенно сварных швов, расположенных перпендикулярно к направлению напряжений; избегать пересечения сварных швов; при сварке применять выводные планки; по возможности не использовать решетчатые конструкции; отдавать предпочтение тонкостенным профилям.

V.Соединения в металлических конструкциях

Болтовые соединения

По способу восприятия сдвиговых усилий различают болтовые соединения на обычных болтах и на высокопрочных. В соединениях на обычных болтах сдвиг воспринимается за счет работы самих болтов на срез и соединяемых элементов на снятие. В соединениях на высокопрочных болтах сдвиг воспринимается силами трения, возникающими между соединяемыми элементами, при их обжатии болтами, при этом сами болты работают на растяжение. Сила натяжения обычного болта не контролируется и не учитывается при расчете. Натяжение высокопрочных болтов является величиной контролируемой, т.к. оказывает решающее влияние на несущую способность соединения. Кроме сдвигоустойчивых соединений существуют еще фланцевые соединения, где болты работают на растяжение. Такие соединения рекомендуется выполнять на высокопрочных болтах с контролируемым натяжением.

Болтовые соединения на обычных болтах

Соединения образуются постановкой в проколотые или просверленные отверстия болтов с последующим закручиванием гаек. Под гайку, а иногда и под головку болта, ставят шайбу. По точности изготовления болты подразделяются на классы "С", "В" и "А". Класс 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. Для болта с номинальным диаметром 20 мм его фактический диаметр может быть в интервале 19.72...20 мм. Болты точности "С" и "В" ставят в отверстия, диаметр которых на 2...3 мм больше диаметра стержня болта. При сборке соединений на болтах точности "С" и "В" допускается несовпадение ("чернота") отверстий. Болты точности "А" ставятся в отверстия, равные диаметру болта ("чернота" здесь не допускается). 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. 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 и только контргайки, если соединение работает на отрыв.

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.

Расчет соединений на обычных болтах

Металлы для болтов подразделяются на классы: 4.6, 5.6, 4.8, 5.8, 6.6, 8.8, 10.9. Первая цифра, умноженная на 10, - это временное сопротивление в кН/см^2 ; произведение первой и второй цифр равно пределу текучести металла также в кН/см^2 . Выбор болтов производится в зависимости от климатического района, вида нагрузки (статическая или динамическая) и вида напряженного состояния (растяжение или срез).

Несущая способность болтового соединения определяется как прочностью металла болта, так и прочностью металла соединяемых элементов. Металл болта находится в сложном напряженном состоянии (см. рис. 5.1). В рабочем состоянии в болтах возникают следующие усилия: растяжение, изгиб, срез и скручивание. По действующим нормам расчет болтов выполняется только на срез, поэтому этот расчет следует считать условным.

Также в сложном напряженном состоянии находятся и соединяемые элементы (см. рис. 5.2). В соединяемых элементах возникают напряжения растяжения, сжатия и смятия. При этом имеет место концентрация напряжений (неравномерное распределение напряжений по сечению). Расчет же соединяемых элементов ведется только на смятие.

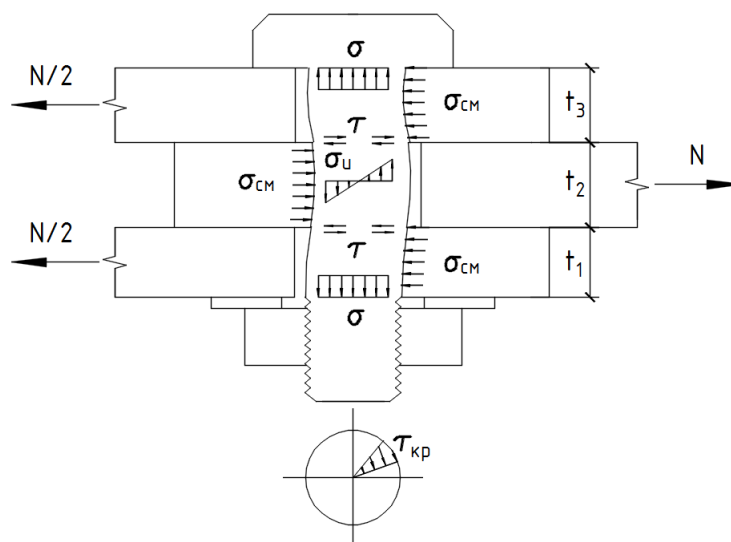


Рис. 5.1. Напряженное состояние болта

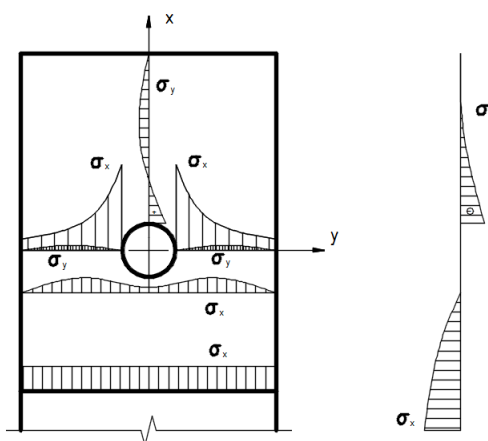


Рис. 5.2. Напряженное состояние соединяемого элемента вблизи отверстия

Расчетное усилие, которое может быть воспринято одним болтом:

на срез:
$$N_{bs} = R_{bs} \cdot \gamma_b \cdot A \cdot n_s, \quad (5.1)$$

на смятие:
$$N_{bp} = R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot d \cdot \sum t_{\min}, \quad (5.2)$$

на растяжение:
$$N_{bt} = R_{bt} \cdot A_{bn}, \quad (5.3)$$

где R_{bs} , R_{bp} , и R_{bt} - расчетные сопротивления, соответственно, металла болта - на срез, металла соединяемых элементов - на смятие, металла болта - на растяжение; γ_b - коэффициент условий работы соединения (зависит от класса точности изготовления); 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; A_{bn} - площадь сечения болта нетто.

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

Требуемое количество болтов определяется по формуле:

$$n = N/N_{b\min}, \quad (5.4)$$

где $N_{b\min}$ - меньшее значение расчетного усилия, которое может быть воспринято одним болтом и определяемое по формуле (5.1), (5.2) или (5.3).

В нахлесточных соединениях с эксцентриситетом (см. рис. 5.3а) количество болтов увеличивается по сравнению с расчетным на 10%. В болтовых соединениях с применением “коротышей” (см. рис. 5.3б), 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%. При одновременном действии на болтовое соединение сдвигающей и отрывающей силы (см. рис. 5.3в) болты рассчитываются отдельно на срез и на растяжение.

Если на болтовое соединение действует изгибающий момент, вызывающий сдвиг в соединении (см. рис. 5.3г), то усилия в болтах распределяются прямо пропорционально расстоянию от центра болта до центра соединения. Например, для соединения изображенного на рис. 5.3в наибольшее усилие (в крайнем ряду) будет равно:

$$N_1 = M \cdot h_1 / (h_1^2 + h_2^2) \quad (5.5)$$

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

$$\sigma = N/A_n \leq R_y \text{ или } \sigma = M/W_n \leq R_y, \quad (5.6)$$

где A_n , W_n - площадь и момент сопротивления соединяемого элемента с учетом ослаблений (отверстий под болты).

При размещении болтов в нахлесточном соединении рекомендуется количество рядов в направлении усилия принимать не более четырёх .

Болтовые соединения на высокопрочных болтах

Высокопрочные болты изготавливаются из высокопрочных, термически упрочняемых сталей. Точность изготовления болтов принимается по классу "В", поэтому отверстия под болты на 1...6 мм превышают диаметр болтов. В соединениях на высокопрочных болтах шайбы ставятся как под гайку, так и под головку болта. Натяжение болтов контролируется с помощью специальных динамометрических ключей. Для увеличения сил трения и, следовательно, для увеличения несущей способности болтового соединения контактные поверхности соединяемых деталей обрабатываются химическим или механическим способом, например, стальными щетками. При этом, обработку поверхностей для получения наибольшего коэффициента трения рекомендуется делать непосредственно перед сборкой болтового соединения.

К преимуществам соединений на высокопрочных болтах можно отнести нулевую подвижность и хорошую работу соединения при динамических нагрузках. Кроме того, соединения на высокопрочных болтах не требуют высокой точности

изготовления и удобны при ремонте заклепочных соединений, особенно в условиях действующих предприятий. К недостаткам следует отнести высокую трудоемкость и большую стоимость, что обусловлено необходимостью термообработки (закалки и отпуска) готовых изделий, обработки контактных поверхностей соединяемых элементов и контроля натяжения болтов.

Расчет сдвигоустойчивых соединений на высокопрочных болтах

Расчетные формулы получены, исходя из двух основных положений: сдвигу соединяемых элементов относительно друг друга препятствуют силы трения; сами болты работают только на растяжение. В настоящее время экспериментально и теоретически исследованы соединения, в которых высокопрочные болты работают на растяжение и на срез. Однако, результаты указанных исследований не вошли в нормативные документы, и поэтому в данном разделе не рассматриваются.

Сила трения, создаваемая одним болтом, определяется по формуле:

$$Q_{bh} = R_{bh} \cdot \gamma_b \cdot A_{bn} \cdot \mu \cdot n_s / \gamma_h, \quad (5.7)$$

где γ_b - коэффициент условий работы болтового соединения, учитывающий неравномерность распределения сдвигающего усилия между болтами, а также неточность натяжения болтов; A_{bn} - площадь сечения нетто болта; μ - коэффициент трения, зависящий от способа обработки контактных поверхностей соединяемых элементов; 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 сопротивление растяжению:

$$R_{bh} = 0.7 \cdot R_{bun}, \quad (5.8)$$

где R_{bun} - временное сопротивление металла болта после термообработки.

Множитель "0.7" обусловлен тем, что в металле болта действуют не только напряжения растяжения, но и касательные напряжения, возникающие в процессе закручивания гаек, т.е. в этом случае проверка прочности болта должна производиться по приведенному напряжению:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq R_{bun}. \quad (5.9)$$

Как показывают экспериментальные исследования, левую часть формулы (5.9) можно принять равной $1.35 \cdot \sigma$, тогда: $\sigma \leq 0.7 R_{bun}$. Требуемое количество болтов определяется по формуле: $n = N/Q_{bh}$.

Проверка соединяемых элементов на прочность с учетом ослаблений отверстиями под болты имеет одну особенность по сравнению с аналогичной проверкой для соединений на обычных болтах. Она заключается в том, что сила, действующая в проверяемом сечении, уменьшается на половину усилия, приходящегося на болты, расположенные в этом сечении. Это уменьшение обусловлено тем, что сдвигающая сила передается с одного соединяемого элемента на другой не через болты, как это имеет место в соединениях на обычных болтах, а через силы трения (см. рис. 5.4). Проверочная формула имеет вид:

$$\sigma = (N - N_p) / A_c \leq R_y, \quad (5.10)$$

где $N_p = N \cdot n_p \cdot 0.5 / n$; n - общее количество болтов в соединении; n_p - количество болтов в проверяемом сечении; A_c - условная площадь проверяемого сечения. $A_c = A_n$ при динамической нагрузке. При статической нагрузке $A_c = A$, если $A_n \geq 0.85A$, и $A_c = 1.18 A_n$, если $A_n < 0.85A$ (A , A_n - площадь сечения брутто и нетто). При действии в сечении изгибающего момента структура проверочной формулы сохраняется, но вместо силы (N) подставляется изгибающий момент (M), а вместо условной площади (A_c) - условный момент сопротивления (W_c), который определяется через " W_n " и " W " также, как и условная площадь.

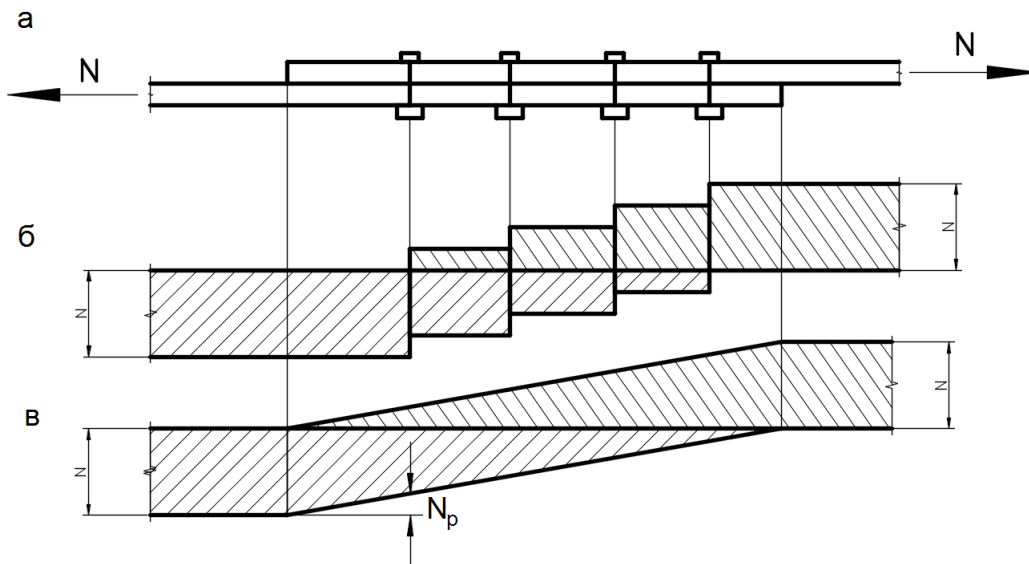


Рис. 5.4. Схема передачи усилия с одного соединяемого на другой: а- схема соединения; б- эпюры усилий в верхней и нижней пластинах в соединении на обычных болтах; в- тоже на высокопрочных болтах.

Фланцевые соединения

Во фланцевых соединениях используются высокопрочные болты с предварительным натяжением. Преднапряжение делается с целью предотвращения образования зазора между соединяемыми элементами.

Рекомендуемое значение преднапряжения:

$$N_i = 0,9 \times R_{bh} \times A_{bh}$$

Для фланцев следует применять сталь с гарантиями ударной вязкости при $T = -40^\circ\text{C}$ после механического старения и с гарантированными механическими свойствами в направлении толщины проката. При конструировании фланцевых соединений рекомендуется болты располагать безмоментно, то есть симметрично относительно центра тяжести сечения.

При расчете фланцевых соединений болты подразделяют на внутренние (ближайшие к центру тяжести) и внешние. Проверка прочности производится по формуле:

$$n_i \times N_i + n_e \times N_e \geq N, \quad (5.10a)$$

где n_i , n_e – количество внутренних и внешних болтов; N_i – несущая способность высокопрочного болта: $N_i = 0,9 \times R_{bh} \times A_{bh}$, $N_e = N_i / K$.

Коэффициент «К» учитывает неравномерное распределение усилия «N» между внутренними и внешними болтами. Значения этого коэффициента в зависимости от толщины фланца и диаметра болтов приведены в таблице. В этой же таблице приведены толщины фланцев, прочность которых соответствует несущей способности болтов.

Таблица толщин фланцев и значений коэффициента «k»

Диаметр болта, мм	Толщина фланца, мм	Коэффициент «k»
24	20	2,6
	25	1,8
	30	1,5
	40	1,1
27	25	2,1
	30	1,7
	40	1,2

При конструировании фланцевых соединений следует располагать болты на минимальных расстояниях от стенки соединяемого элемента :

$$a_n \geq k_f + \frac{d_w}{2} + 2_{мм}; \frac{5}{3}d \leq a_4 \leq 3,5d \quad (5.106)$$

При соблюдении указанного условия прочность фланца, изготовленного из стали с $R_{un} \geq 460$ МПа и с толщиной, приведенной в таблице будет обеспеченной. При этом прочность металла болтов (R_{bun}) должна быть не более 1100 МПа.

Сварные соединения

В настоящее время сварка является основным видом соединений при изготовлении металлических конструкций. Примерно 90% всех металлоконструкций изготавливаются сварными. 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 в зависимости от прочности металла и условий эксплуатации конструкций.

При расчете различают сварные соединения со стыковыми и угловыми швами. Стыковые швы соединяют элементы, расположенные в одной плоскости, при этом, касательная "а-а" в средней точке внешней поверхности сварного шва параллельна этой плоскости (рис. 5.5 а, б). Угловые швы соединяют элементы, расположенные в разных (рис. 5.5 в, г) или в одной (рис. 5.5 д) плоскости, но, при этом, касательная "а-а" в средней точке внешней поверхности сварного шва не параллельна плоскостям соединяемых элементов. На чертежах сварные швы, выполняемые на заводе-изготовителе, обозначают "ресничками", а на монтажной площадке - "крестиками".

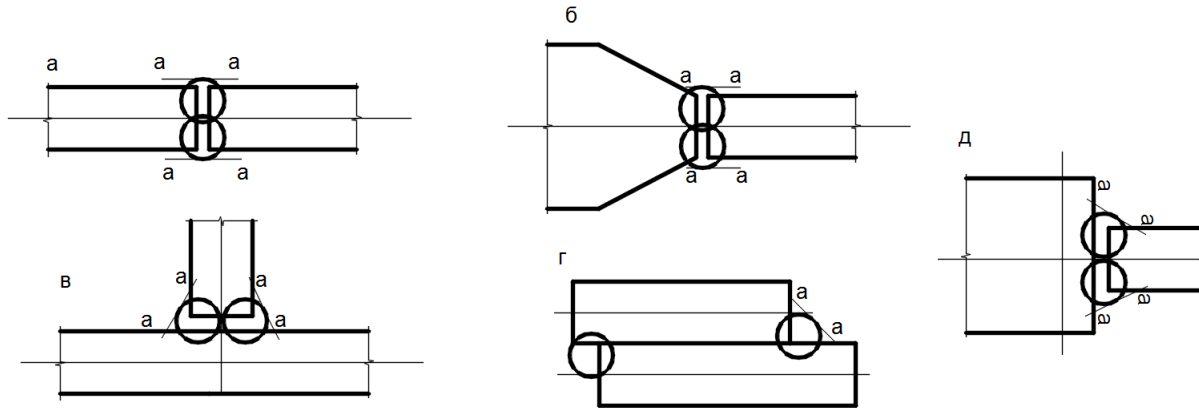


Рис. 5.5. Сварные соединения: а, б- соединения со стыковыми швами; в, г, д- с угловыми.

Расчет сварных соединений с применением стыковых швов

Расчет стыковых швов выполняется по аналогии с расчетом соединяемых элементов. При сжатии и растяжении расчетная формула имеет вид:

	$N/(t \cdot l_w) \leq R_{wy},$	(5.11)
при изгибе:	$6M/(t l_w^2) \leq R_{wy}$	(5.12)
при срезе:	$Q/(t l_w) \leq R_{ws}$	(5.13)

где t – меньшая толщина соединяемых элементов; l_w - расчетная длина сварного шва: $l_w = b - 2t$, где b - меньшая ширина соединяемых элементов (см. рис. 5.6).

Уменьшение расчетной длины, по сравнению с конструктивной, обусловлено тем, что начало и конец сварного шва не обладают достаточными прочностными характеристиками. Если сварной шов выполняется с применением выводных планок (см. рис. 5.6 б), т.е. начало и конец шва оказываются за пределами ширины соединяемых элементов, то расчетная длина принимается равной конструктивной ($l_w = b$). После сварки выводные планки срезают.

R_{wy} - расчетное сопротивление стыкового шва, которое принимается равным расчетному сопротивлению металла соединяемых элементов при сжатии (R_y). Тоже при растяжении, но только если предусматриваются физические методы контроля качества сварных соединений. В противном случае, при растяжении и изгибе: $R_{wy} = 0.85 \cdot R_y$. Если эксплуатация соединяемых элементов допускается не только при упругой, но и при упруго-пластической работе металла, то вместо R_{wy} следует принимать $R_{wu}/1.3$, где R_{wu} принимается равным расчётному сопротивлению основного металла, назначенному по временному сопротивлению. При этом для

растянутых элементов применение физических методов контроля является обязательным. Расчетное сопротивление стыкового шва сдвигу всегда принимается равным расчетному сопротивлению сдвигу металла соединяемых элементов.

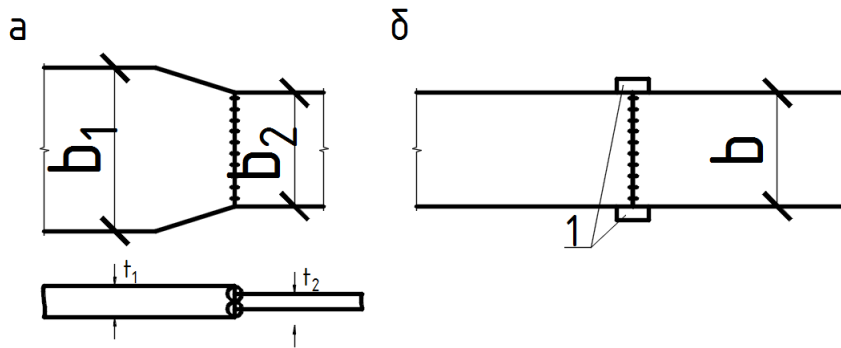


Рис. 5.6. Стыковые соединения: а- без выводных планок; б- с выводными планками (1).

При одновременном действии в отдельных точках сварного шва нормальных и касательных напряжений проверка прочности производится по приведенному напряжению:

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3\tau^2} \leq 1.15R_{wy} \quad (5.14)$$

Все вышеприведенные формулы действительны при выполнении двух условий: выбор сварочных материалов должен соответствовать требованиям нормативных документов и стыковой шов должен быть двусторонним и с полным проплавлением.

Расчет сварных соединений с применением угловых швов

Экспериментальные исследования показывают, что сварные соединения с угловыми швами могут разрушаться в двух местах: по продольному сечению шва и по продольному сечению совпадающему с границей сплавления металла шва и основного металла. На рис. 5.7 указанные сечения обозначены соответственно буквами "f" и "z". Основной геометрической характеристикой поперечного сечения шва является катет. Катет углового шва - это катет наибольшего прямоугольного треугольника вписанного во внешнюю часть сварного шва.

На рис. 5.7 катеты сварного шва обозначены "k_{f1}" и "k_{f2}". Как правило, сварные швы имеют одинаковые катеты (k_{f1} = k_{f2}), но в некоторых случаях, например, когда

толщины соединяемых элементов существенно отличаются или когда нагрузка является динамической катеты шва могут иметь разные значения.

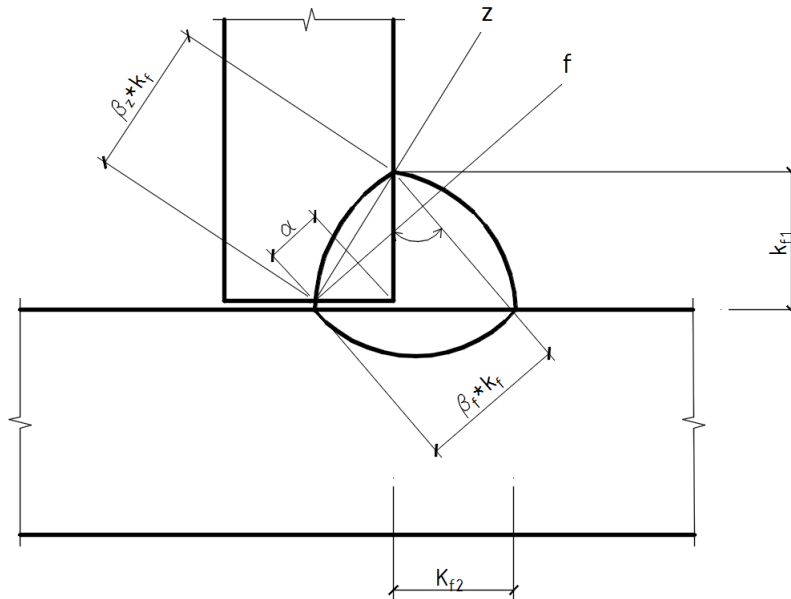


Рис. 5.7. Поперечное сечение углового шва

В проверочных формулах в качестве геометрических характеристик используются толщины сварного шва: по сечению шва и по границе сплавления, обозначаемые, соответственно, через " $\beta_f \cdot k_f$ " и " $\beta_z \cdot k_f$ " (см. рис. 5.7). В качестве k_f принимается меньшее: k_{f1} -с или k_{f2} , где «с» зазор между соединяемыми элементами допускаемый по нормативным документам на сварные соединения.

Значения коэффициента β_f зависят от глубины проплавления: чем больше глубина проплавления, тем больше значение " β_f ". В свою очередь, глубина проплавления прямо зависит от плотности сварочного тока, которая больше при автоматической сварки и меньше при ручной. Поэтому наибольшее значение коэффициенты " β_f " будут иметь при автоматической сварке, наименьшее при ручной и промежуточные при полуавтоматической. Другим фактором, определяющим значение β_f , является катет сварного шва: чем больше катет, тем меньше β_f . Аналогичная зависимость отмечается и для коэффициента β_z .

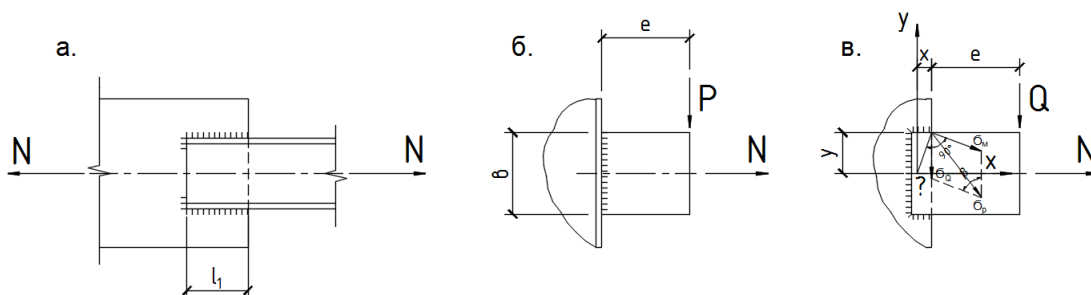
Ниже приведены проверочные формулы, основанные на предположении, что угловые швы работают только на срез. Прочность сварного соединения, работающего на сдвиг (см. рис. 5.8 а), проверяется по формулам:

по металлу шва:

$$N / \beta_f \cdot k_{f1} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf}, \quad (5.16)$$

по границе сплавления:

$$N/\beta_z \cdot k_f \cdot l_w \leq R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \quad (5.17)$$



Рис, 5.8.Схемы сварных соединений с угловыми швами.

В дальнейшем приводятся проверочные формулы, относящиеся только к сечениям по металлу шва. Проверка прочности сварного соединения, работающего на срез, растяжение и изгибающий момент (см. рис. 5.8 б) производится по формуле:

$$\sqrt{\tau^2 + (\sigma_n + \sigma_m)^2} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \quad (5.18)$$

где $\tau = P/2\beta_f \cdot k_f \cdot l_w$, $\sigma_m = 6P \cdot e/2\beta_f \cdot k_f \cdot l_w^2$, $\sigma_n = N/2\beta_f \cdot k_f \cdot l_w$.

Сварные соединения, работающие на изгибающий момент, действующий в плоскости сварных швов, (см. рис. 5.8 в) проверяются по формулам:

$$\sigma_m = Q \cdot e \cdot \sqrt{x^2 + y^2} / (J_{fx} + J_{fy}). \quad (5.19)$$

$$\tau = Q / A_w, \quad \sigma_p = \sqrt{\tau^2 + \sigma_m^2} + 2 \tau \cdot \sigma_m \cdot \cos \beta \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf},$$

где σ_p - равнодействующее напряжение определяемое геометрически.

Для получения проверочных формул по границе сплавления необходимо в формулах (5.18) и (5.19) поменять индекс "f" на индекс "Z".

Обозначения, принятые в формулах (5.16), (5.17), (5.18), (5.19):

l_w - расчетная длина сварного шва, принимаемая равной фактической длине шва, уменьшенной на 10 мм. Указанное уменьшение учитывает снижение прочностных характеристик в начале и в конце сварного шва. Например, для сварного соединения на рис. 5.9б $l_w = b - 10$ мм; R_{wf} - расчетное сопротивление металла сварного шва, зависящее от прочности металла сварочной проволоки; R_{wz} - расчетное сопротивление металла по границе сплавления, зависящее от прочности металла

соединяемых элементов: $R_{wz} = 0.45 \cdot R_{un}$; R_{un} - нормативное сопротивление металла соединяемых элементов, назначенное по временному сопротивлению; γ_{wf} , γ_{wz} - коэффициенты условий работы сварного шва, зависящие от климатического района и временного сопротивления металла шва; J_{fx} , J_{fy} (J_{zx} , J_{zy}) - моменты инерции, определяемые относительно оси "x" и "y" для фигуры, образованной сварным швом. При этом, за толщину сварного шва принимается $\beta_f \cdot k_f$ и $\beta_z \cdot k_f$ соответственно, для определения момента инерции по сечению шва и по границе сплавления; x, y - координаты точки, наиболее удаленной от центра тяжести фигуры, образованной сварным швом.

Если на сварное соединение, изображенное на рис. 5.8в, кроме изгибающего момента, действуют другие усилия (поперечная или нормальная сила), то напряжения от каждого усилия определяются отдельно, и проверка прочности производится по равнодействующему напряжению, определяемому геометрическим способом. При этом, направление напряжения от изгибающего момента (σ_M) принимается перпендикулярным к радиусу, соединяющему центр тяжести с точкой, в которой определяется напряжение (см. рис. 5.8в).

Конструктивные требования к сварным соединениям

Образование сварных соединений сопровождается появлением сварочных напряжений и деформаций. На рис. 5.9 штриховой линией показана возможная форма тавра после выполнения сварных швов. 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.

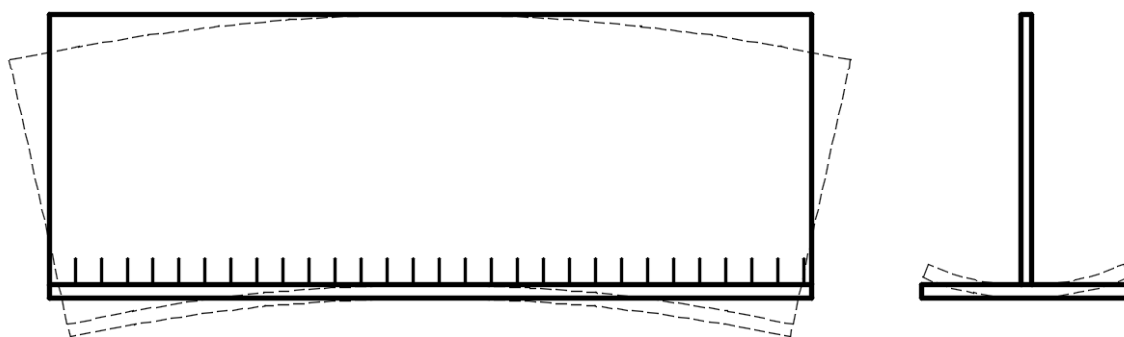


Рис. 5.9. Деформации таврового элемента, вызванные продольной и поперечной усадкой сварных швов

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 $4 \cdot k_f$.

Согласно нормативным документам ограничиваются также максимальное значение катета и максимальная длина флангового углового шва. Первое ограничение связано с тем, что чрезмерное увеличение катета, не повышая несущую способность соединения, может привести к прожогу основного металла, к увеличению концентрации напряжений и, кроме того, требует дополнительных трудозатрат и увеличивает расход сварочных материалов и электроэнергии. Согласно норм, катет сварного шва не должен быть более $1.2 \cdot t$, 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.

Ограничение максимальной длины флангового шва связано с неравномерным распределением напряжений вдоль длины сварного шва (см. рис. 5.10). 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 (см. рис. 5.10 б). Согласно норм расчетная длина сварного углового шва не должна

превышать $85 \cdot \beta_f \cdot k_f$. Исключение составляют сварные швы, усилия на которые передаются непрерывно по их длине, например, поясные швы в составных балках.

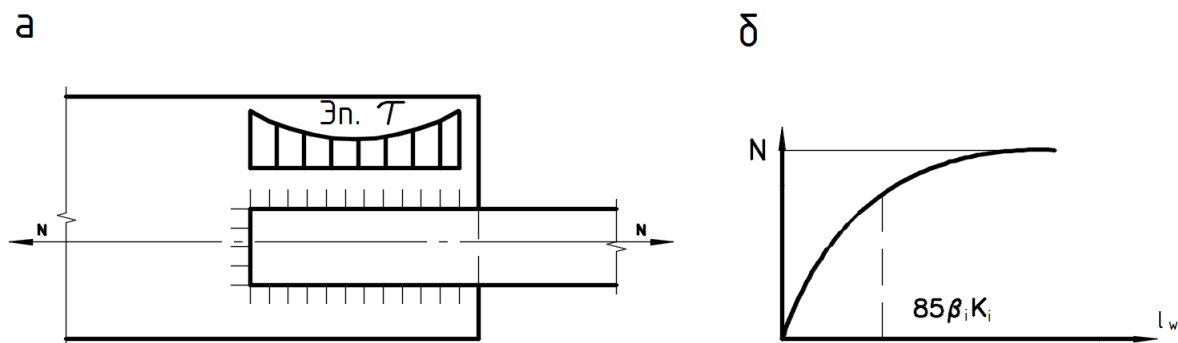


Рис. 5.10. Распределение напряжений вдоль флангового сварного шва

При соединении толстых элементов необходимо для полного проплавления предусматривать разделку кромок (см. рис. 5.11). 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.

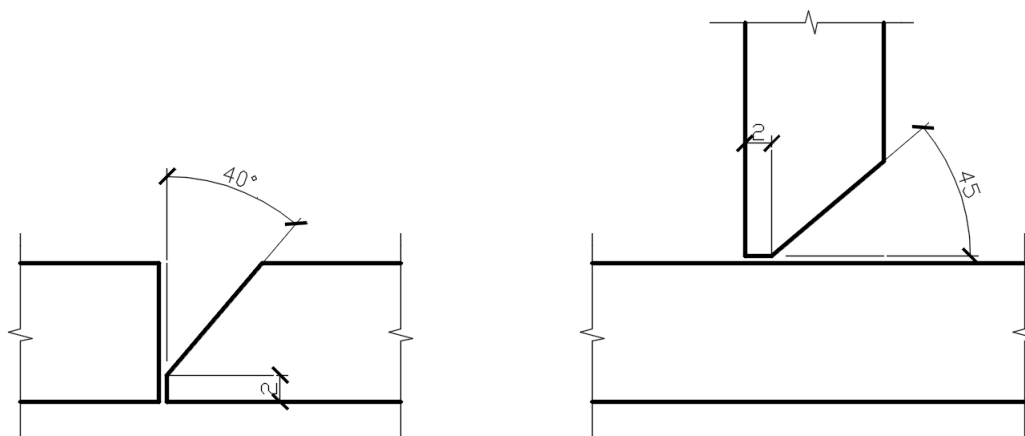


Рис.5.11. Разделка кромок соединяемых элементов.

Прерывистые сварные швы допускается применять лишь в слабонагруженных конструкциях ($\sigma \leq 0.4R_y$), при этом расположение участков сварного шва должно соответствовать рис. 4.13. Размер "а" принимается равным $18t$ для сжатых элементов

и $24t$ для растянутых (t - наименьшая толщина соединяемых элементов). Расчетная длина участков сварного шва (размер "в") должна быть не меньше 40 мм или $4k_f$.

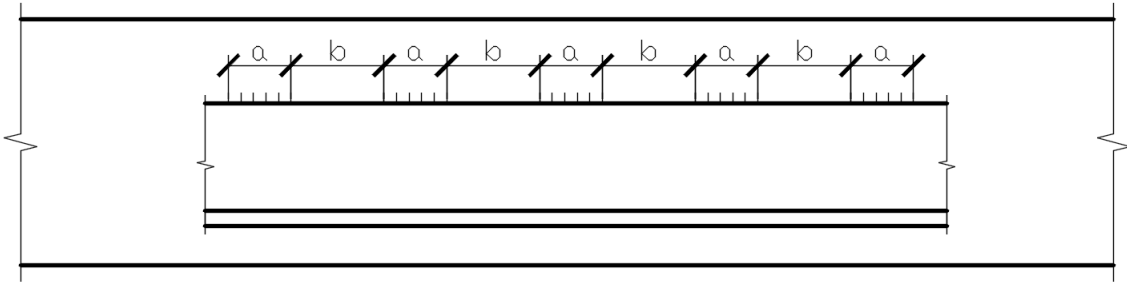


Рис. 5.12. прерывистый сварной шов.

Особенности сварки сплавов алюминия

Стыковые сварные швы рассчитываются по следующим формулам:

$$\sigma_w = \frac{N}{l_w \times t} \leq R_w \times \gamma_c; \quad \tau_n = \frac{Q}{l_w \times t} \leq R_{ws} \times \gamma_c \quad (5.20)$$

Если в стыковом шве возникают одновременно нормальные и касательные напряжения, то проверка прочности выполняется по формуле:

$$\sigma_{np} = \sqrt{\tau_n^2 + 3\tau_k^2} \leq 1,15 \times R_{wy} \times \gamma_c \quad (5.21)$$

где l_w – расчетная длина стыкового сварного шва: $l_w = l - 3t$, l – конструктивная длина сварного шва;

t – минимальная толщина соединяемых элементов;

R_w – расчетное сопротивление на сжатие и растяжение, назначается в зависимости от марки сплава. Для стыковых сварных швов без физических методов контроля R_w понижается умножением на 0,8;

R_{ws} – расчетное сопротивление на сдвиг, назначается в зависимости от марки сплава.

Угловые швы рассчитываются только по сечению сварного шва (по наплавленному металлу) по следующим формулам:

$$\frac{N}{\beta_f \times K_f \times l_w} \leq R_{wf} \times \gamma_c \text{ где } \beta_f - \text{ коэффициент для расчета углового шва по}$$

наплавленному металлу. $\beta_f = 0,9$ при автоматической сварке, выполняемой за один или за два прохода, $\beta_f = 0,7$ при других видах сварки;

l_w – расчетная длина углового сварного шва: $l_w = l - 3k_f$;

R_{wf} – расчетное сопротивление углового сварного шва на срез. R_{wf} зависит от марки сплава соединяемых элементов и марки сварочной проволоки.

Расчет основного металла в зоне сварного шва следует выполнять с учетом разупрочнения.

Учитывая большую химическую активность сплавов алюминия, сварка этих металлов выполняется в среде инертных газов. Особенностью сварки сплавов АД31 в нахлесточных соединениях является недопустимость лобовых швов.

Минимальный катет сварного шва не должен быть меньше 4мм. Минимальная расчетная длина сварного углового шва 40мм или $4k_f$. Максимальная расчетная длина $50k_f$. Исключение составляют сварные швы, усилия на которые передаются непрерывно по их длине.

Организация проектирования металлических конструкций

Как правило, проектирование выполняется в две стадии:

на первой стадии разрабатывается проектное задание, в котором устанавливается целесообразность и техническая возможность строительства данного объекта, определяется основная схема объекта и подбираются соответствующие конструктивные формы и материалы для их изготовления;

на второй стадии разрабатывается рабочий проект, который включает в себя чертежи КМ (конструкции металлические) и чертежи КМД (конструкции металлические деталеровочные).

Чертежи КМ разрабатываются в проектной организации. Эта часть рабочего проекта включает в себя: пояснительную записку, где приводятся данные о нагрузках, расчеты основных конструктивных форм, общие компоновочные чертежи, чертежи взаимного расположения конструкций, чертежи наиболее важных узлов сопряжений, сечения конструктивных элементов с указанием опорных усилий, полная сводная спецификация металла. На чертежах КМ указывается вид сварки, сварочные материалы, класс прочности и точности болтов, антикоррозионная защита конструкций.

По чертежам КМ заказывается металл и разрабатываются чертежи КМД. Чертежи КМД разрабатываются в конструкторском бюро завода-изготовителя металлических конструкций с учетом технологических особенностей и

возможностей завода. В свою очередь, чертежи КМД также состоят из двух частей: в первой части содержатся детализированные чертежи конструкций, предназначенные для изготовления этих конструкций; во второй части содержатся чертежи, необходимые для монтажа конструкций.

Первая часть чертежей КМД должна содержать: детализированные чертежи конструкций (отправочных марок) с указанием размеров конструкций в сборе и размеров отдельных деталей; спецификацию деталей, образующих конструкцию, таблицу отправочных марок, таблицу сварных швов, технические требования к изготовлению конструкций (вид сварки, сварочные материалы, катеты сварных швов, диаметр отверстий, способ образования отверстий, виды реза, антикоррозионная защита).

Вторая часть чертежей КМД должна содержать: общие данные (ведомость рабочих чертежей, типы монтажных соединений, натяжение болтов, сварочные материалы); схемы расположения конструкций, включая ведомость отправочных марок; ведомость монтажных метизов; чертежи узлов сопряжений конструктивных элементов с указаниями по применению монтажных крепежных деталей.

VI. Металлические конструкции технологических площадок

Типы технологических площадок

Технологические площадки предназначены для установки или обслуживания технологического оборудования. Наиболее распространенная схема расположения конструктивных элементов технологической площадки приведена на рис. 6.1а: листы настила укладываются на балки настила, которые, в свою очередь, опираются на главные балки, закрепляемые на вертикальных стойках (колоннах). Вторая схема технологических площадок (рис. 6.1 б) может быть использована при наличии близкорасположенных непрерывных опор, например, стен. Третья схема расположения конструктивных элементов (рис. 6.1 в) используются в случае, если балки настила по первой схеме приходится назначать из условия жесткости, т.е. без полного использования прочности металла. Это случается при большом пролете балок настила (l_b) и малой нагрузке. В этом случае пролет балок настила уменьшается за счет использования вспомогательных балок. Расчет и конструирование несущих элементов по первой и по третьей схеме расположения элементов не имеют принципиальных отличий и поэтому в дальнейшем будет рассматриваться только первая схема технологических площадок.

Настил площадок может быть из гладкого листа, профилированного настила или железобетона. Балки настила рекомендуется предусматривать из прокатных профилей: из швеллеров или двутавров. Главные балки могут быть прокатными или составными: из трех листов, соединяемых с помощью сварки. Как правило, отметка верха площадок, пролет главных балок (l_r) и балок настила (l_b) диктуются технологическими условиями. Шаг балок настила (пролет настила) может назначаться исходя из технологических требований, например, исходя из габаритов устанавливаемого оборудования. Однако в большинстве случаев шаг балок настила определяется экономическими показателями: стоимость одного квадратного метра технологической площадки должна быть наименьшей.

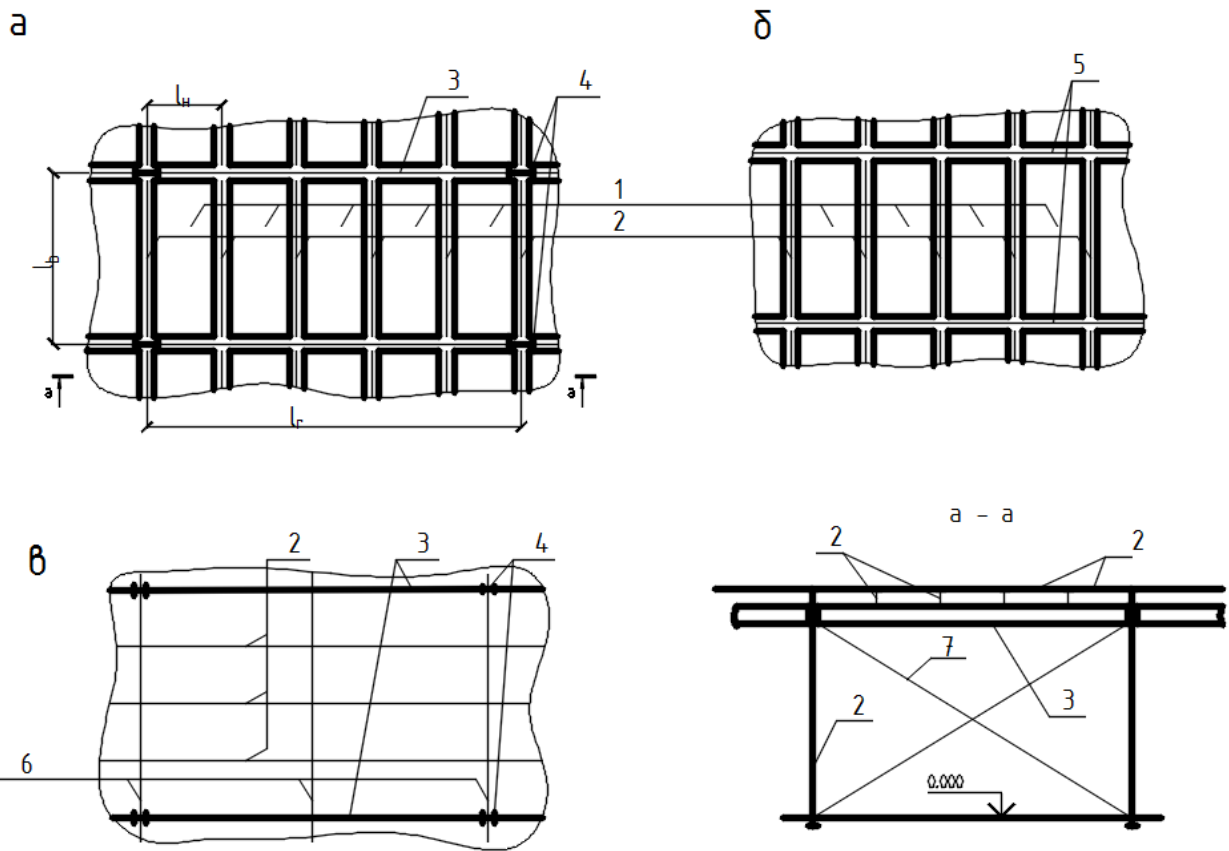


Рис. 6.1. Схемы расположения конструктивных элементов технологических площадок: 1- настил; 2- балки настила; 3- главные балки; 4- колонны; 5- стены; 6- вспомогательные балки; 7- вертикальные связи.

19-ая лекция

Расчёт настила

Для определения пролета настила, обеспечивающего минимум затрат, составляется целевая функция стоимости настила и балок настила с учетом стоимости металла и других материалов, трудозатрат при изготовлении и монтаже в зависимости от пролета настила. Целевая функция составляется на основе удовлетворения требованиям прочности и жесткости. Как правило, с уменьшением пролета настила уменьшается расход металла, но при этом возрастает количество изготавливаемых и монтируемых конструкций и, следовательно, увеличивается трудоемкость изготовления и монтажа. Решение задачи сводится к определению аргумента (пролета настила), при котором суммарная стоимость настила и балок настила "в деле" будет наименьшей.

Ниже приведена формула по определению пролета стального настила, являющаяся результатом решения оптимизационной задачи:

$$l_n = \sqrt{[a + (k_3 + k_2) / l_b \times \gamma] / (k_1 / \psi - b)}, \quad (6.1)$$

где γ - плотность металла (т/м^3); k_1 - отношение заводских стоимостей 1 т настила и балок настила; k_2 - отношение стоимости монтажа одной балки настила к заводской стоимости 1 т балок настила; k_3 - отношение стоимости монтажа одного листа настила к заводской стоимости 1 т балок настила (под заводской стоимостью подразумевается суммарная стоимость изготовления и основных материалов); ψ - отношение пролета настила к его толщине, полученное из условия обеспечения требуемой жесткости:

$$\psi = 0,267 \times n_0 (1 + 163 \times 10^8 / n_0^4 q_n); \quad (6.2)$$

$$a = 2.416 \cdot 10^{-3};$$

$$b = 6 \cdot q_n^2 \cdot l_b^6 \cdot n_{01}^2 / E^2 \text{ (сечение балок настила назначается по жесткости).}$$

n_0, n_{01} - предельные отношения пролета настила и пролета балок настила к их прогибам;

E - модуль упругости;

q_n - нормативная нагрузка (кН/м^2).

Формула (6.1) является эмпирической, поэтому, при ее использовании следует строго придерживаться единиц измерения указанных в скобках. Пролет настила рекомендуется принимать в интервале: 0.4...1.2 м и при этом следует учитывать так же ширину листов, указанную в сортаменте. Приведенная формула верна в пределах существующего сортамента: для балок настила требуемый момент сопротивления ($W_{тр}$) не должен превышать 0.003 м^3 , а требуемый момент инерции ($J_{тр}$) 0.0008 м^4 .

Продольная и поперечная жесткость балочных площадок может обеспечиваться за счет жесткого сопряжения колонн с фундаментами или с балками площадки, или с помощью вертикальных связей, устанавливаемых между колоннами (см. рис. 6.1, разрез а-а).

Расчет балок настила (прокатных балок)

Как уже указывалось выше, балки настила и вспомогательные балки рекомендуется проектировать из прокатных профилей - двутавров или швеллеров. Расчетная схема балок настила приведена на рис. 6.4. Расчет прокатных балок может выполняться как при упругой так и при упруго-пластической работе металла, если удовлетворяются условия, приведенные в §4.3.2.

Подбор сечений прокатных балок осуществляется по сортаменту в зависимости от требуемых момента сопротивления и момента инерции, которые определяют,

соответственно, из условия обеспечения прочности и требуемой жесткости. При упругой работе металла требуемый момент сопротивления определяется по формуле:

$$W_{тр} = M_{max}/R_y. \quad (6.15)$$

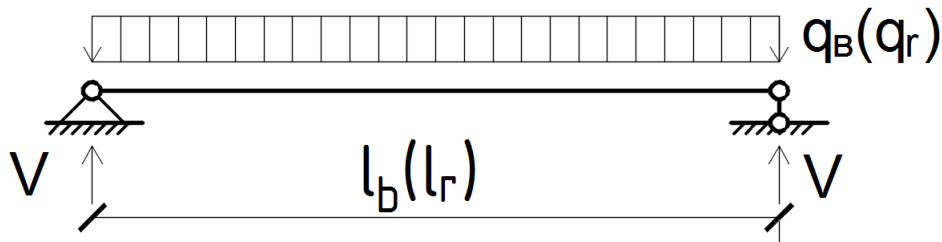


Рис. 6.4. Расчётная схема балок

Тоже при упруго-пластической работе металла:

$$W_{тр} = M_{max}/c_1 \cdot R_y, \quad (6.16)$$

где значение "с₁" на этом этапе расчета может быть принято равным 1.1 как наиболее вероятное с последующим уточнением. Требуемый момент инерции определяется из формулы по вычислению прогиба:

$$J_{тр} = 5 \cdot q_{nb} \cdot l_b^3 \cdot n_0 / (384 \cdot E), \quad (6.17)$$

где q_{nb} - нормативная нагрузка на балку.

При определении M_{max} и q_{nb} в формулах 6.15, 6.16 и 6.17 нагрузка от собственного веса балки может быть учтена умножением известной части нагрузки на 1.03. По сортаменту принимается профиль, имеющий момент сопротивления и момент инерции не меньше требуемых, но ближайšie к ним. Затем осуществляется проверка прочности, общей устойчивости и жесткости принятого профиля, при этом нагрузки от собственного веса балки уточняется по сортаменту. Проверка прочности по нормальным напряжениям направленным вдоль оси балки производится по формуле (4.8) при упругой работе металла и по формуле (4.13) при упруго-пластической работе металла. Нормальные напряжения, направленные перпендикулярно оси балки проверяются по формуле (4.10), а касательные напряжения по формуле (4.11). В точках отдельных сечений, где напряжения σ_x, σ_y и τ возникают одновременно, проверка прочности производится по приведенному напряжению (см. формулу (4.12)), при этом все напряжения определяются от одних и

тех же нагрузок. Проверка общей устойчивости и жесткости балок осуществляется соответственно по формулам (4.19) и (4.22). Недоиспользование прочности металла принятого профиля должно быть наименьшим, насколько это позволяет используемый сортament.

Расчет главных (составных) балок

Компоновка сечений составных балок.

Расчетная схема рассматриваемых балок приведены на рис. 6.4. В настоящем разделе приведена методика подбора сечений, которые образуются из трех листов: двух поясов (полок) и стенки (см. рис. 6.5). Вначале из условия обеспечения требуемой жесткости определяется наименьшая высота балки:

$$h_{\min} = 5 \cdot R_y \cdot l_r \cdot n_0 \cdot q_{nr} / (24 \cdot E \cdot q_r), \quad (6.18)$$

где q_{nr} , q_r - соответственно, нормативная и расчетная нагрузка на главную балку.

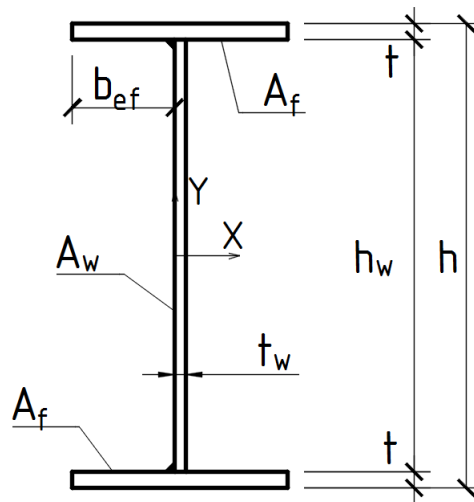


Рис. 6.5. Сечение составной балки.

В формуле (6.18) использовано не только условие обеспечения требуемой жесткости, но и полное использование прочности металла ($\sigma = R_y$). Применение балок с меньшей высотой не исключается, но при этом прочность металла может быть недоиспользована.

Далее определяется оптимальная высота балки из экономических требований. Эта задача может быть решена с использованием трех критериев: минимизация поперечного сечения, массы металла или стоимости. При этом, должны быть учтены ограничения, вытекающие из условия обеспечения прочности балки:

$$\sigma = M/W \leq R_y \cdot \gamma_c / \gamma_n; \quad \tau = Q \cdot S / J \cdot t_w \leq R_s, \quad (6.19)$$

$$\text{общей устойчивости: } \sigma = M / (\varphi_b \cdot W) \leq R_y, \quad (6.20)$$

местной устойчивости полки и стенки:

$$b_{ef} / t \leq 0.5 \sqrt{E / R_y}; \quad \sqrt{(\sigma / \sigma_{cr})^2 + (\tau / \tau_{cr})^2} \leq \gamma_c. \quad (6.21)$$

Кроме того, при назначении линейных размеров сечения, следует учитывать возможные конструктивные и технологические ограничения. Например, из условия обеспечения устойчивости балок в процессе транспортировки и монтажа: $b \geq 0.2h$, из условия сварки: $t_w \leq t \leq 3t_w$; $b_{ef} \geq 90$ мм. Последнее ограничение учитывается только при выполнении поясных швов сварочными тракторами (автоматами). Наиболее полное решение задачи получается, когда, в качестве критерия оптимальности, принимается стоимость балки "в деле", т.е. с учетом стоимости материалов и трудозатрат. Но процесс оптимизации при этом получается довольно сложным и результат отыскивается, как правило, с использованием вычислительной техники [8,9]. Наиболее простые решения получаются при использовании первого критерия и при учете только первого ограничения по прочности. Ниже приведены формулы по определению оптимальной высоты балки, полученные на основе упрощенного решения оптимизационной задачи:

$$h_{opt} = (5.5 \dots 6.5)^3 \sqrt{W_{тр}}; \quad h_{opt} = 1.25 \sqrt{W_{тр}} \quad (6.22)$$

$W_{тр}$ - требуемый момент сопротивления. В последнюю формулу момент сопротивления подставляется в "см".

Следует отметить, что балки с высотой, определенной по формулам (6.22), могут лишь случайно иметь минимальную стоимость, т.к. при выводе этих формул не учитывались трудоемкость изготовлений, расход металла на опорные ребра и ребра жесткости и ограничения (6.20, 6.21).

Окончательная высота балки принимается близкой к h_{opt} . Если имеются технологические ограничения высоты балки, то их необходимо учитывать. Толщина стенки назначается из условия прочности балки при ее работе на срез:

$$t_w \geq 1.5 \cdot Q_{max} / R_s \cdot h \quad (6.23)$$

Как показывают проведенные исследования [8,9], увеличение площади стенки ($h \cdot t_w$) в 1.4...2 раза против определяемой по формуле (6.23) приводит к уменьшению общего расхода металла и трудозатрат, т.к. позволяет увеличить высоту балки

и, следовательно, уменьшить расход металла на пояса и уменьшить количество ребер жесткости, необходимых для обеспечения местной устойчивости.

Окончательное значение толщины стенки принимается с учетом сортамента листовой стали. Значение высоты стенки также назначается с учетом ширины листов по сортаменту и найденного значения $h_{\text{опт}}$. При этом должно удовлетворяться условие: $h/t_w \leq 6\sqrt{E/R_y}$, которое определяет область применения второй формулы (6.21.)

Площадь поясов балки также определяется из условия прочности:

$$A_f = W_{\text{тр}}/h - t_w \cdot h/6. \quad (6.24)$$

В формулах (6.23) и (6.24) в качестве h используется высота балки, найденная по формуле (6.22.)

Линейные размеры поясов ("b" и "t") назначаются, прежде всего, из условия обеспечения местной устойчивости: при упругой работе металла $b_{\text{ef}}/t \leq 0.5\sqrt{E/R_y}$; при упруго-пластической - $b_{\text{ef}}/t \leq 0.11h_w/t_w$, но не более $0.5\sqrt{E/R_y}$. Кроме того, следует учитывать возможные конструктивные и технологические ограничения (см. выше) и размеры листов по сортаменту.

При использовании сталей повышенной и высокой прочности высота, определенная по формуле 6.22, довольно часто оказывается меньше высоты, определенной по формуле (6.18.). В этом случае компоновку балок следует производить не из условий прочности, а из условия жесткости, используя требуемый момент инерции:

$$J_{\text{тр}} = 5 \cdot M_n \cdot l \cdot n_o / 48 \cdot E \quad (6.25)$$

И вместо формул (6.22), (6.23) и (6.25) используются следующие выражения:

$$h = 3^4 \sqrt{J_{\text{тр}} \cdot \sqrt{E/R_y}} \quad (6.22a)$$

$$t_w = h/6 \sqrt{E/R_y} \quad (6.23a)$$

$$A_f = 2J_{\text{тр}}/h^2 - t_w \cdot h_w/6 \quad (6.24a)$$

После окончания компоновки сечения составной балки определяются геометрические характеристики сечения и производится проверка прочности и общей устойчивости. При этом недонапряжение по нормальным напряжениям не должно превышать 5%.

Изменение сечений составных балок

Изменение сечения делается с целью уменьшения расхода металла на балку. Изменение сечения возможно, если изгибающий момент имеет переменное значение. Как правило, в средней части пролета изгибающий момент имеет наибольшее значение, а у опор - наименьшие. Сечения балки можно изменить за счет варьирования высоты балки, изменения толщины стенки, или за счет изменения ширины и толщины пояса. На практике наиболее часто используется последний вариант. Он проще в технологическом отношении и не требует каких-либо изменений в конструировании узлов сопряжений, например, при опирании на главные балки других конструктивных элементов. Изменение сечения балки увеличивает трудоемкость ее изготовления, за счет роста количества сборочных деталей и объема сварочных работ. Поэтому изменение сечения должно быть экономически обоснованным. На рис. 6.6 показан пояс балки при количестве изменений сечения равном двум.

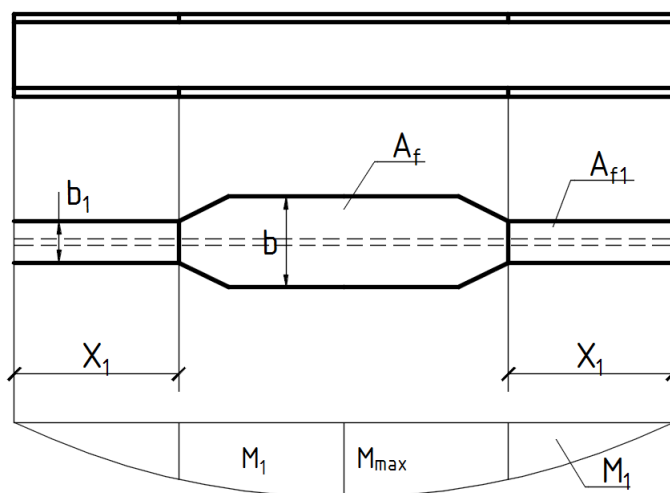


Рис. 6.6. Изменение сечения балки.

Основным вопросом при решении данной задачи является определение места изменения сечения, ординаты x , (см. рис. 6.6). За критерий оптимальности решения принимается наибольший объем сэкономленного металла, который можно представить в виде:

$$V_1 = 4 \cdot (A_f - A_{f1}) \cdot x, \quad (6.26)$$

где x - расстояние от опоры до места изменения сечения;

A_f, A_{f1} - соответственно площадь пояса балки в средней и крайних частях балки.

Подставив в полученную функцию выражение (6.24), где требуемые моменты сопротивления определены через M_{\max} и M_1 , получим развернутую функцию объема сэкономленного металла:

$$V_1 = (M_{\max} - M_1) \cdot x / R_y \cdot h_w. \quad (6.27)$$

При равномерной нагрузке: $M_{\max} = q \cdot l^2 / 8$, $M_1 = q \cdot (1-x) \cdot x / 2$. Подставив приведенные выражения в (6.27), взяв первую производную и приравняв ее к нулю, после некоторых алгебраических преобразований получим квадратное уравнение:

$$1.5 \cdot x^2 - lx + l^2 / 8 = 0, \quad (6.28)$$

откуда $x = l/6$. Для сосредоточенной нагрузки, приложенной в центре пролета $x = l/4$. Следует отметить, что ордината x определена только из условия прочности без учёта других критериев. Например, изменение сечения балки ухудшает условия обеспечения местной устойчивости стенки (об этом будет сказано ниже).

Конструктивное решение места изменения сечения балки представлено на рис. 6.7. Вариант на рис. 6.7б используется если прочность стыкового шва по варианту на рис. 6.7 а не обеспечивается. Расчет стыкового шва производится на усилии:

$$N_1 = M_1 \cdot I_{1f} / I_1 \cdot (h-t), \quad (6.29)$$

где I_1 , I_{1f} - соответственно момент инерции всего измененного сечения и поясов в этом же сечении. Кроме проверки прочности стыкового шва в месте изменения сечения проверяется также прочность по нормальным, касательным и по приведенным напряжениям в месте сопряжения стенки с поясом.

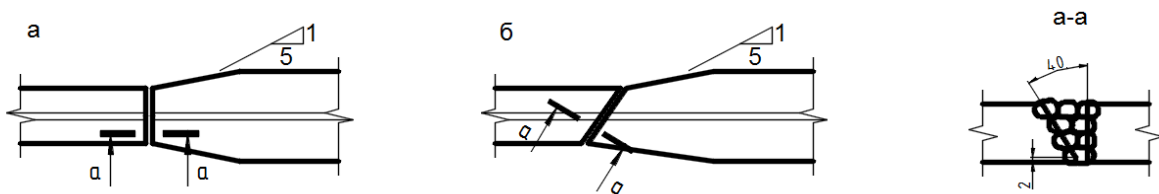


Рис. 6.7. Стык пояса в месте изменения сечения.

Расчет соединения пояса со стенкой

Сварные швы, соединяющие пояса со стенкой, могут быть двусторонние (см. рис. 4.3) и односторонние (см. рис. 6.5). Второй вариант является более экономичным, однако применение односторонних поясных швов ухудшает работу составных балок, поэтому их использование не допускается в конструкциях, эксплуатируемых в тяжелых условиях: в средне и сильноагрессивных средах, при температуре ниже -40°C и при динамических воздействиях. Кроме того, в балках с

односторонними поясными швами должны выполняться следующие требования: металл работает только в упругой стадии, нагрузка приложена симметрично относительно стенки, в местах приложения сосредоточенных сил установлены ребра жесткости (о ребрах жесткости см. ниже), а общая устойчивость балки обеспечена конструктивными элементами (см. §4.2.3.).

Поясные швы рассчитываются на воздействие касательных напряжений в месте сопряжения пояса со стенкой, которые определяются по формуле (4.11) с использованием статического момента пояса (S_f). Используя формулу (5.16), можно определить наименьшее значение катета поясных швов из условия прочности:

$$k_f = Q \cdot S_f \cdot \gamma_n / (n \cdot J \cdot \beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c), \quad (6.30)$$

где $n=2$ при двусторонних поясных швах и $n=1$ при односторонних.

При наличии местных напряжений в стенке балки, определяемых по формуле (4.10), пояссные швы могут быть только двусторонними, катет которых определяется по равнодействующему напряжению:

$$k_f = \sqrt{(Q \cdot S_f / J)^2 + (F / \ell_{ef})^2} / 2\beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf}, \quad (6.31)$$

где ℓ_{ef} – условная длина распределения сосредоточенного давления.

Поясные швы, выполненные с проваром на всю толщину стенки, считаются равнопрочными с основным металлом и не требуют расчета.

Расчет опорных частей балок

Конструктивные решения опорных частей балок представлены на рис. 6.8. По первому варианту (рис. 6.8а) опорное ребро приваривается к торцу балки. Для фиксации места передачи нагрузки опорное ребро выступает за вертикальные габариты балки на величину "а". Значение этого параметра рекомендуется принимать не более $1.5 \cdot t_p$. В этом случае прочность опорного ребра проверяется на смятие, в противном случае - на сжатие (расчетное сопротивление смятию торцевой поверхности, как известно, примерно в 1.4 раза превышает расчетное сопротивление сжатию). Для равномерного распределения давления по сечению опорного ребра его рабочий торец рекомендуется строгать.

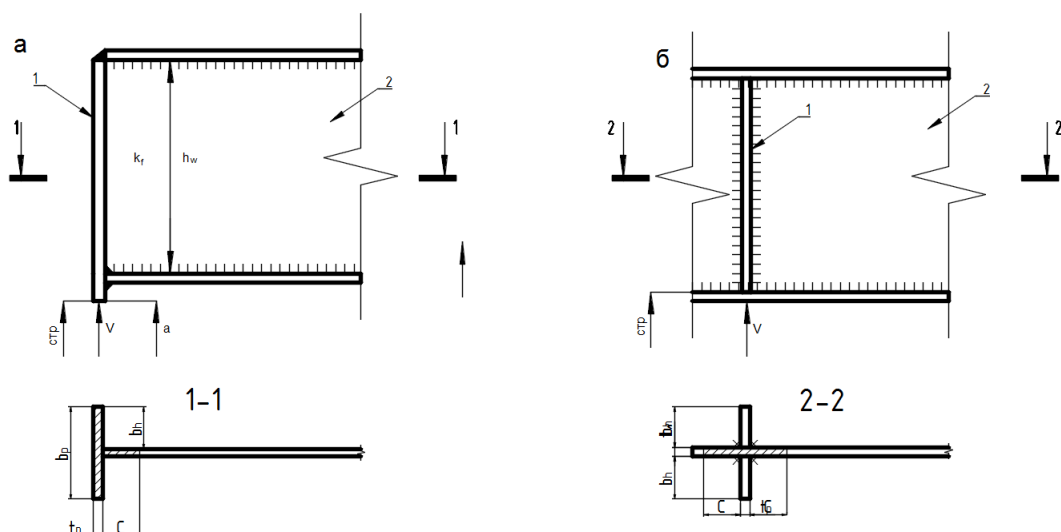


Рис. 6.8. Опорные части балок.

По второму варианту конструктивного решения (рис. 6.8 б) опорные ребра устанавливаются на некотором расстоянии от торца. Здесь также рекомендуется нижний торец опорных ребер строгать. Однако при втором конструктивном варианте можно обойтись без строжки, в этом случае опорное давление будет передаваться через нижние сварные швы, которые в этом случае необходимо рассчитывать.

Требуемая площадь сечения опорного ребра определяется по формуле:

$$A_{тр} \geq V / R_p, \quad (6.32)$$

где V - опорная реакция; R_p - расчетное сопротивление стали смятию.

При назначении линейных размеров опорного ребра (b_p , b_h , t_p) следует предварительно руководствоваться конструктивным требованием

$$b_h \geq h_w/30+40 \text{ мм} \quad (6.33)$$

и требованием по обеспечению местной устойчивости:

$$b_h \leq 0.5 \cdot t_p \cdot \sqrt{E/R_y} \quad (6.34)$$

Рекомендуется ширину опорного ребра увязывать с шириной полки балки - принимать одинаковой или не слишком отличающейся.

Опорная часть балки проверяется на общую устойчивость из плоскости стенки как центрально-сжатый элемент. За расчетную длину при этом принимается высота стенки (h_w), а в расчетное сечение включается сечение опорного ребра и часть стенки шириной равной $0.65 \cdot t_w \sqrt{E/R_y}$ с каждой стороны опорного ребра (на рис. 6.8 расчетные сечения заштрихованы).

Проверка местной устойчивости осуществляется по формуле:

$$b_h/t_p \leq (0.36 + 0.1\bar{\lambda}) \cdot \sqrt{E/R_y}, \quad (6.35)$$

где $\bar{\lambda}$ - условная гибкость ($\bar{\lambda} = h_w \cdot \sqrt{R_y/E}$).

Катет сварных швов, прикрепляющих опорные ребра, берется, как обычно, в интервале: $k_{fmin} \dots k_{fmax}$. При этом, требуемая по расчету длина шва должна быть не больше высоты стенки и не больше предельно допустимой длины:

$$h_w - 1 \text{ см} \geq l_w \leq 85 \cdot \beta_f \cdot k_f, \quad (6.36)$$

где $l_w = V \cdot \gamma_n / (n \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c)$; "n" равно 2 для первого конструктивного варианта и 4 для второго.

Если проверка по формуле (6.36) окажется неудовлетворительной, то следует увеличить катет шва.

Проверка местной устойчивости стенки балок

Стенки балок укрепляются ребрами жесткости (см. рис. 6.9), если условная гибкость стенки ($\bar{\lambda}_w$) превышает 3,2 или 2,2 соответственно при отсутствии и наличии подвижной нагрузки. Условная гибкость стенки определяется по формуле:

$$\bar{\lambda}_w = h_w \cdot \sqrt{R_y/E} / t_w \quad (6.37)$$

Кроме того, ребра жесткости ставятся, как было отмечено выше, в местах приложения сосредоточенных сил. Расстояние между ребрами жесткости (а) должно быть не более $2h_w$, если $\bar{\lambda} > 3.2$ и не более $2.5h_w$, если $\bar{\lambda}_w \leq 3.2$. Шаг ребер жесткости рекомендуется увязывать с расположением сосредоточенных нагрузок на балку. Ребра жесткости могут быть двусторонние и односторонние (см. рис. 6.9, разрез 1-1, I и II вариант). Односторонние ребра жесткости допускается использовать только при статической нагрузке. Ширина ребер жесткости (b_h) назначается конструктивно: двусторонних по формуле (6.33), односторонних по формуле (6.38):

$$b_h = h_w / 24 + 50 \text{ (мм)}. \quad (6.38)$$

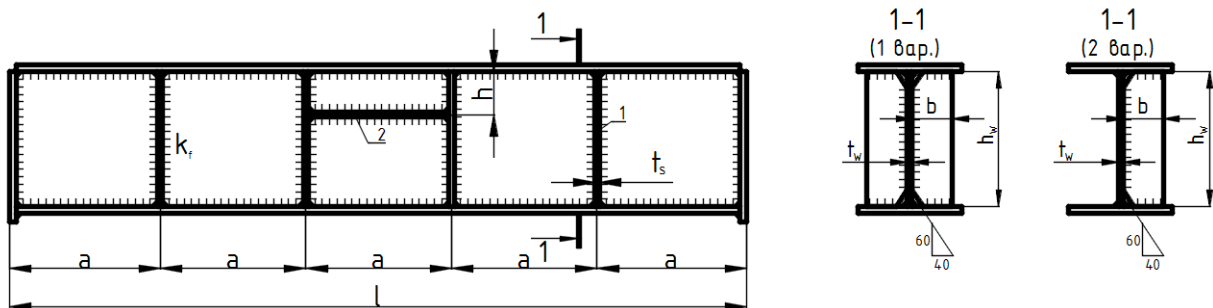


Рис. 6.9. Укрепление стенки ребрами жесткости: 1- поперечные ребра, 2- продольное ребро.

Толщина ребер жесткости (t_s) определяется из условия обеспечения местной устойчивости:

$$t_s \geq 2b_h \cdot \sqrt{R_y/E} \quad (6.39)$$

Прикрепление ребер жесткости к стенке может осуществляться как односторонними, так и двусторонними сварными швами (условия применения односторонних швов см. §6.4.3). Катет сварных швов принимается без расчета, как правило, равным минимально допустимому значению. Для пропуска поясных швов в ребрах жесткости делаются вырезы размером 40x60 (мм). Ребра жесткости под сосредоточенными силами рассчитываются как центрально-сжатые элементы (см. расчет опорных ребер §6.4.2), если они двусторонние, и как внецентренно сжатые элементы, если они односторонние. При этом в расчетное сечение включается часть стенки шириной $0.65 \cdot t_w \sqrt{E/R_y}$ с каждой стороны ребра (см. рис. 6.8, разрез 2-2).

Проверка местной устойчивости стенки балок сводится к проверке местной устойчивости пластинок (отсеков), заключенных между поясами и ребрами жесткости. При проверке местной устойчивости должны учитываться все компоненты напряженного состояния стенки: нормальные напряжения вдоль оси балки (σ_x), нормальные напряжения перпендикулярные оси балки (σ_y) и касательные напряжения (τ). Проверочная формула имеет следующий вид:

$$\sqrt{(\sigma_x/\sigma_{xcr} + \sigma_y/\sigma_{ycr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2} \leq \gamma_c, \quad (6.40)$$

где σ_x - среднее значение напряжений вдоль наиболее сжатой, как правило, верхней кромки отсека; σ_y - сжимающее напряжение от местного давления, определяемое по формуле (4.10); τ - среднее значение касательных напряжений в пределах проверяемого отсека (касательные напряжения здесь определяются по упрощенной формуле (4.17)). Если длина отсека (a) превышает ширину (h_w), то

значения σ_x и τ определяются для наиболее напряженной части отсека длиной равной h_w ; σ_{xcr} , σ_{ycr} , τ_{cr} - соответствующие критические напряжения.

Критическое касательное напряжение определяется по формуле:

$$\tau_{cr} = 10.3(1 + 0.76/\mu^2) \cdot R_s / \sqrt{\lambda_{ef}^2}, \text{ где } \lambda_{ef} = d \cdot \sqrt{R_y/E/t_w} \quad (6.41)$$

μ - отношение большей стороны отсека к меньшей; d - меньшая сторона отсека.

При определении нормальных критических напряжений различают три случая. Первый случай, когда $a/h_w \leq 0.8$. Значения критических напряжений определяются по формулам:

$$\sigma_{xcr} = c_{cr} \cdot R_y / \sqrt{\lambda_w^2}; \quad (6.42)$$

$$\sigma_{ycr} = c_1 \cdot R_y / \sqrt{\lambda_d^2} \quad (6.43)$$

где λ_a - условная гибкость: $\lambda_a = a \sqrt{R_y/E/t_w}$

Коэффициент " c_{cr} " определяется в зависимости только от соотношения геометрических размеров сечения и условий работы сжатого пояса балки. Следует отметить, что значение " c_{cr} ", и, следовательно, критического напряжения " σ_{xcr} " не зависят от расстояния между ребрами жесткости. Связано это с тем, что потеря местной устойчивости от нормальных напряжений " σ_x " проявляется в виде "волн", идущих вдоль оси балки и ребра жесткости не препятствуют образованию этих "волн". Коэффициент " c_1 " определяется в зависимости не только от геометрических размеров сечения балки, но и от соотношения размеров отсека. Значения критических напряжений σ_{ycr} с уменьшением расстояния между ребрами жесткости увеличиваются.

Второй случай: $a/h_w > 0.8$, $\sigma_y/\sigma_x > [\sigma_y/\sigma_x]$, где $[\sigma_y/\sigma_x]$ - предельное отношение, приведенное в [1] в зависимости от геометрических размеров сечения балки и соотношения размеров отсека. Указанная величина определяет отношение нормальных напряжений, при котором вероятность потери местной устойчивости от напряжений параллельных и перпендикулярных оси балки одинакова. Если фактическое отношение нормальных напряжений больше предельного (рассматриваемый случай), то вначале произойдет потеря местной устойчивости в направлении, перпендикулярном оси балки. Для второго случая " σ_{ycr} " определяется по формуле (6.43), а " σ_{xcr} " по формуле (6.42), но с подстановкой коэффициента " c_2 ", который больше коэффициента " c_{cr} ". Это связано с тем, что после потери местной устойчивости в направлении, перпендикулярном оси балки, сечение, на которое действуют напряжения σ_x превращается из прямоугольного в криволинейное с

соответствующим увеличением геометрических характеристик (момента инерции и радиуса инерции), оказывающих положительное влияние на устойчивость отсека.

Третий случай: $a/h_w > 0.8$, $\sigma_y/\sigma_x \leq [\sigma_y/\sigma_x]$. При таком соотношении нормальных напряжений вначале произойдет потеря местной устойчивости в направлении, параллельном оси балки, и только потом - в направлении, перпендикулярном оси балки. Поэтому критическое напряжение в направлении оси балки определяется как для прямоугольного сечения по формуле (6.42), а в направлении перпендикулярном оси балки как для криволинейного сечения по формуле (6.43), но с подстановкой "a/2" вместо "a" при определении значения коэффициента "c₁" и условной гибкости " $\bar{\lambda}_a$ ".

Выбор отсека для проверки местной устойчивости зависит от распределения напряжений по длине балки. При наличии изменений сечения балки проверяемым отсеком, как правило, является отсек, где происходит изменение сечения, т.к. именно в этом отсеке нормальные и касательные напряжения имеют значения близкие к наибольшим.

Если металл стенки работает в упруго-пластической стадии, то проверка местной устойчивости отсека производится по другой формуле:

$$M \leq R_y \cdot \gamma_c \cdot h_w^2 \cdot t_w (A_f/A_w + \alpha), \quad (6.44)$$

где M - среднее значение изгибающего момента в пределах отсека;

$$\alpha = 0.24 - 0.5(\tau/R_s)^2 - 8.5 \cdot 10^{-3} (\bar{\lambda}_w - 2.2)^2 \quad (6.45)$$

Использование формулы (6.44) допускается при: $\sigma_y = 0$, и $\tau \leq 0.9R_s$. Если проверка местной устойчивости оказывается неудовлетворительной, то возможны три варианта повышения несущей способности: уменьшить расстояние между ребрами жесткости, увеличить толщину стенки, поставить в отсеке продольное ребро (см. рис. 6.9). В третьем варианте продольное ребро жесткости устанавливается в сжатой зоне стенки на расстоянии $(0.2...0.3) \cdot h_w$ от сжатого пояса балки. При этом момент инерции сечения продольного ребра жесткости должен находиться в пределах $(1.5...7) \cdot h_w \cdot t_w^3$. Расчетная ширина отсека, в случае использования третьего варианта, равна расстоянию от сжатого пояса балки до продольного ребра жесткости. Выбор способа усиления стенки балки зависит от напряжения, которое оказывает решающее влияние при использовании проверочной формулы. При этом следует отметить, что в случае использования продольного ребра применяются другие проверочные формулы (см. [1]), которые в настоящей работе не рассматриваются.

Проверка местной устойчивости стенки балки не требуется, если $\bar{\lambda}_w \leq 3.5$

при $\sigma_y=0$ и двусторонних поясных швах; если $\bar{\lambda}_w \leq 3.2$ при $\sigma_y=0$ и односторонних поясных швах, если $\bar{\lambda}_w \leq 2.5$ при $\sigma_y \neq 0$.

Бистальные балки

Наибольшая эффективность применения высокопрочных сталей достигается в растянутых элементах и наименьшая в сжатых элементах. Это связано с тем, что несущая способность сжатых элементов определяется, в большинстве случаев, устойчивостью, когда предельные (критические) напряжения не зависят от прочности металла (см. формулу 4.3). Проблема устойчивости в изгибаемых элементах проявляется дважды: в виде общей устойчивости всей балки и местной устойчивости поясов и стенки. Общая устойчивость балки может быть обеспечена конструктивными элементами, опирающимися на сжатый пояс балки, т.е. без увеличения расхода металла. Местная устойчивость сжатого пояса может быть обеспечена за счет соответствующего отношения свеса пояса к его толщине, т.е. тоже без увеличения расхода металла. Решить таким же образом местную устойчивость стенки не удастся, поэтому использование высокопрочных сталей для стенки является, как правило, нецелесообразным. На основе вышеприведенных рассуждений и появились бистальные балки, где пояса изготавливаются из сталей повышенной прочности (С345...С590), а стенка из стали обычной прочности (С235...С275).

Особенностью работы бистальных балок является развитие пластических деформаций в стенке при работе поясов балки в упругой стадии. На рис. 6.11 приведены эпюры относительных деформаций в сечении бистальной балки и эпюра нормальных напряжений. На указанном рисунке σ_{yw} - предел текучести металла стенки. При расчете бистальных балок используются два критерия: 1. напряжения в поясах не должны превышать расчетного сопротивления ($\sigma \leq R_{yf}$), при этом значения относительных деформаций в стенке не ограничиваются; 2. значения относительных деформаций в стенке не должны превышать предельных значений ($\epsilon_w \leq \epsilon_{lim}$), при этом пластические деформации могут быть не только в стенке, но и в поясах.

В зависимости от расчетного критерия и значений предельных относительных деформаций бистальные балки распределяются по четырем группам. К первой группе относятся подкрановые балки под краны легкого и среднего режимов работы (группа режимов работы 1К...5К), а также бистальные балки с поясами из стали класса С590. К второй группе относятся балки, непосредственно воспринимающие подвижные и вибрационные нагрузки (за исключением подкрановых балок). Для второй группы $\epsilon_{lim}=0.1\%$. К третьей группе относятся балки, воспринимающие статические нагрузки. Для этой группы $\epsilon_{lim}=0.2\%$. К четвертой группе относятся

балки, также воспринимающие статические нагрузки и общая устойчивость которых обеспечивается конструктивно (см.п.4.3.3). Кроме того, в этих балках не должно быть местных (локальных) напряжений ($\sigma_{loc}=0$) и продольных ребер жесткости, а изгибающий момент может достигать наибольшего значения только в одном сечении. Для четвертой группы $\epsilon_{lim}=0.4\%$.

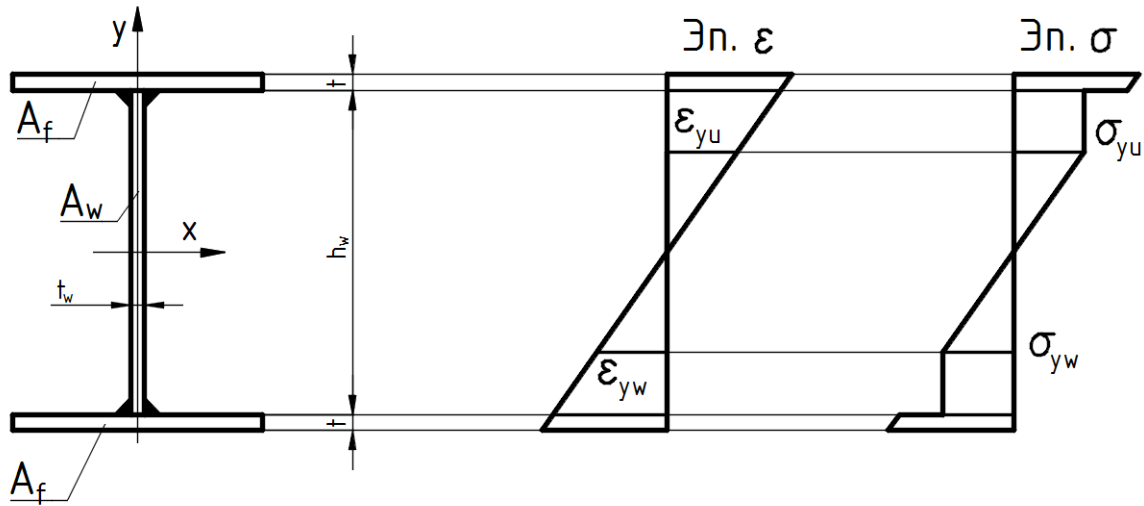


Рис. 6.11. Эпюры деформаций и напряжений в бистальной балке.

Расчет бистальных балок всех групп выполняется по формулам: при изгибе в одной плоскости:

$$M_x/c_x \cdot W_x \leq R_{yf}, \quad (6.46)$$

при изгибе в двух плоскостях:

$$M_x/c_x \cdot W_x + M_y/c_y \cdot W_y \leq R_{yf}, \quad (6.47)$$

где R_{yf} - расчетное сопротивление металла поясов; для стали класса С590 $R_{yf}=R_u/1.3$, для остальных сталей $R_{yf}=R_y$. Коэффициенты c_x и c_y определяются по таблицам 6.1 и 6.2. Для третьей группы конструкций коэффициенты " c_x " определяются по интерполяции. Значения коэффициентов " c_x " даны для двутаврового сечения с двумя осями симметрии.

Значения коэффициентов " c_x " с увеличением прочности металла поясов (R_{yf}) уменьшается. Это сделано с целью ограничения пластических деформаций в стенке балки.

Таблица 6.1

R _{yw} , МПа	R _{yf} , МПа	Коэффициент c _x для групп конструкций											
		1				2				4			
		При A _f /A _w равных											
		0.25	0.5	1	2	0.25	0.5	1	1	0.25	0.5	1	2
230	300	0.97	0.98	0.99	0.99	1.02	1.01	1.01	1.0	1.05	1.03	1.02	1.01
	330	0.95	0.97	0.98	0.99	0.98	0.99	0.99	1.0	1.01	1.01	1.01	1.0
	370	0.93	0.96	0.97	0.99	0.94	0.96	0.98	0.99	0.97	0.98	0.99	0.99
	400	0.91	0.94	0.97	0.98	0.91	0.94	0.97	0.98	0.94	0.96	0.98	0.99
260	330	0.98	0.98	0.99	1.0	1.02	1.02	1.01	1.0	1.06	1.04	1.02	1.01
	370	0.95	0.97	0.98	0.99	0.98	0.99	0.99	0.99	1.01	1.01	1.0	1.0
	400	0.93	0.96	0.98	0.99	0.95	0.97	0.98	0.99	0.98	0.99	0.99	1.0
	455	0.9	0.94	0.97	0.98	-	-	-	-	-	-	-	-

В таблице 6.1 R_{yw} - расчетное сопротивление металла стенки

Таблица 6.2

Группа конструк- ций	Коэффициенты c _y при R _{yf} (МПа) равных:				
	300	330	370	400	455
1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
2	1.33	1.31	1.3	1.28	1.0
3	1.41	1.4	1.39	1.38	1.0
4	1.47	1.46	1.45	1.44	1.0

Проверка выносливости, жесткости и общей устойчивости бистальных балок выполняется, как для обычных изгибаемых конструкций. При расчете на выносливость в качестве расчетного сопротивления принимается R_{yf} или R_{yw} в зависимости от расположения проверяемой точки сечения: в поясе или в стенке. При проверке жесткости предполагается только упругая работа металла, т.е. в проверочной формуле по определению прогиба используется модуль деформаций равный модулю упругости. В формулах по проверке общей устойчивости бистальной балки используется расчетное сопротивление металла поясов. Проверка местной устойчивости поясов производится в предположении только упругой работы металла: для балок, относящихся к 1-й группе конструкций: $b_{ef}/t \leq 0.5\sqrt{E/R_y}$

для балок относящихся к 2, 3 и 4-ой группам: $b_{ef}/t \leq 0.35\sqrt{E/R_y}$.

Местная устойчивость стенки проверяется с учетом упруго-пластической работы металла:

$$M = R_{yf} \cdot h_w^2 \cdot t_w (A_f/A_w + \alpha \cdot R_{yw}/R_{yf}), \quad (6.48)$$

где параметр " α " определяется по формуле (6.45) с заменой множителя "0.5" на "0.45". Условия применимости формулы (6.48) те же, что и формулы (6.44) за исключением касательного напряжения, которое должно быть не более половины расчетного сопротивления сдвигу металла стенки. Если напряжения в проверяемом отсеке стенки не превышают расчетного сопротивления (R_{yw}), то проверка местной устойчивости выполняется как для обычной балки по формуле (6.40). Конструирование и расчет опорных частей бистальных балок, а также расчет соединения поясов со стенкой выполняются по аналогии с обычными балками.

Балки с перфорированной стенкой

Как правило, заготовки для образования перфорированных балок получают из прокатных двутавров при разрезании их по ломанной линии (см. рис. 6.12). В дальнейшем заготовки смещаются на полуволну линии среза относительно друг друга и соединяются между собой стыковыми сварными швами. В результате получается перфорированная балка, высота сечения которой значительно превышает высоту исходного двутавра и, следовательно, геометрические характеристики полученной балки существенно возрастают без увеличения расхода металла. Перфорированные балки могут быть образованы из заготовок, вырезанных из разных двутавров. При этом заготовка из более мощного двутавра используется в качестве верхней (сжатой) части перфорированной балки. Отношение высоты стенки к толщине сжатого тавра ограничивается из условия обеспечения местной устойчивости:

$$b_{efl}/t_{w1} \leq 0.498(1 + 0.25\sqrt{2 - b_{fl}/h_{efl}}) \cdot \sqrt{E/R_y} \quad (6.49)$$

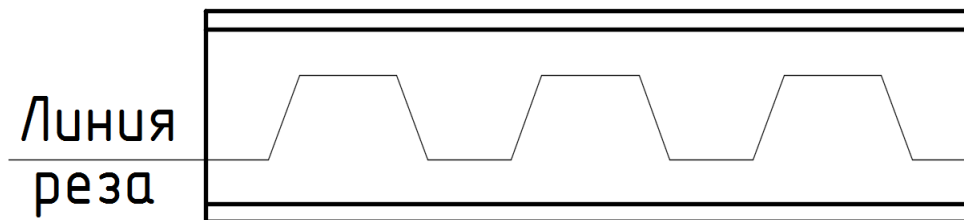


Рис. 6.12. Образование заготовок для изготовления перфорированных балок

На рис. 6.13 приведен фрагмент (опорная часть) перфорированной балки из разновеликих двутавров с указанием параметров, использованных в формуле (6.49). При изготовлении перфорированных балок (резке и сварки) должны быть предусмотрены специальные технологические операции по предотвращению искривлений сборочных деталей и самой балки в результате термических воздействий.

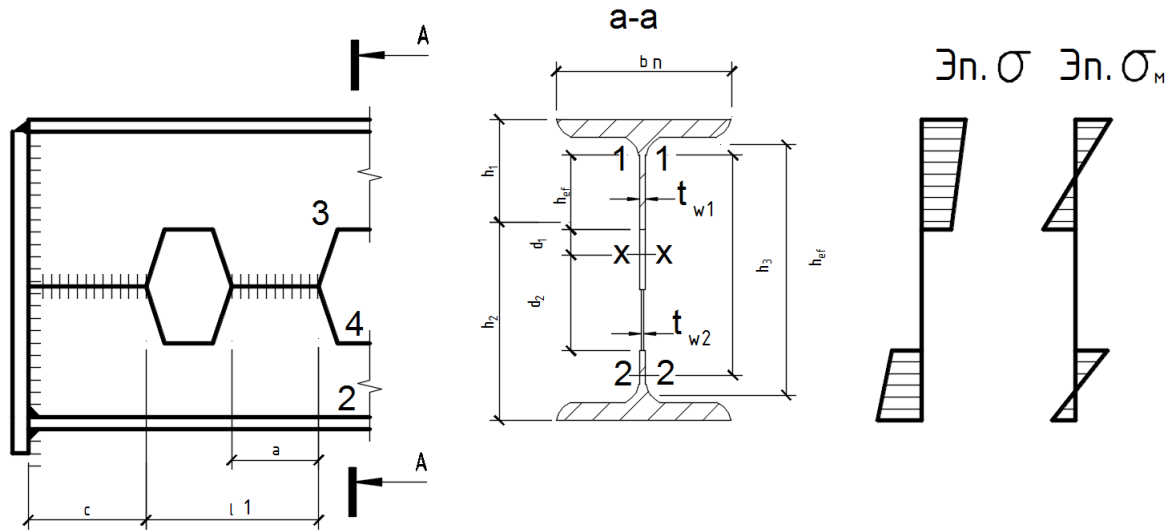


Рис. 6.13. Фрагмент (опорная часть) перфорированной балки.

При расчете перфорированных балок по нормальным напряжениям учитываются два силовых фактора: изгибающий момент (M), действующий на все сечения балки и местный изгибающий момент (M_M), действующий в верхней или нижней части сечения в месте расположения выреза стенки. Эпюры нормальных напряжений от указанных моментов приведены на рис. 6.13 и обозначены соответственно " σ " и " σ_M ". Нормальные напряжения проверяются в точках 1,2,3,4 (см. рис. 6.13).

$$\text{В точке 1: } \sigma = M \cdot h_1 / J_x + M_{1M} / W_{1\max} < R_{y1}. \quad (6.50)$$

$$\text{В точке 2: } \sigma = M \cdot h_2 / J_x + M_{2M} / W_{2\max} < R_{y1}. \quad (6.51)$$

$$\text{В точке 3: } \sigma = M \cdot d_1 / J_x + M_{1M} / W_{1\min} < R_{u1}. \quad (6.52)$$

$$\text{В точке 4: } \sigma = M \cdot d_2 / J_x + M_{2M} / W_{2\min} < R_{u2}, \quad (6.53)$$

где J_x - момент инерции сечения балки с учетом выреза стенки; M_{1M} , M_{2M} - местные изгибающие моменты, соответственно, для верхнего и нижнего тавра: $M_{1M} = Q_1 \cdot a / 2$; $M_{2M} = Q_2 \cdot a / 2$, где Q_1 и Q_2 - части поперечной силы (Q) в сечении балки, приходящейся, соответственно, на верхний и нижний тавр:

$$Q_1 = Q \cdot J_1 / (J_1 + J_2), \quad Q_2 = Q \cdot J_2 / (J_1 + J_2), \quad (6.54)$$

где J_1, J_2 - моменты инерции верхнего и нижнего тавров относительно собственных осей (1-1, 2-2), проходящих через центры тяжести соответствующих тавров (см. сечения "а-а" на рис. 6.13); $W_{1max}, W_{1min}, W_{2max}, W_{2min}$ - соответственно: наибольшие и наименьшие моменты сопротивления для крайних точек верхнего и нижнего тавров относительно собственных осей.

Проверка касательных напряжений производится по формуле:

$$\tau = Q_3 \cdot l_1 / (a \cdot h_3 \cdot t_{w2}) \leq R_s, \quad (6.55)$$

где Q_3 - поперечная сила на расстоянии от опоры, равном: $c+l_1-0.5a$.

Расчет опорной части перфорированных балок производится, как для обычных балок, при этом размер "С" должен быть равен или больше 250 мм. Стенки перфорированных балок следует укреплять поперечными ребрами жесткости при $h_{ef}/t_{w2} > 2.5\sqrt{E/R_y}$ (для обычных балок это требуется при $h_{ef}/t_w > 3.2\sqrt{E/R_y}$). Определение размеров ребер жесткости, а также их размещение осуществляется по аналогии с обычными балками. При этом, ребра жесткости следует располагать между вырезами в стенке. Сосредоточенные грузы на балку также следует располагать в сечениях, не ослабленных отверстиями.

Проверка общей устойчивости и жесткости перфорированных балок выполняется также, как и для балок без отверстий в стенке. Используемый при этом момент инерции вычисляется с учетом вырезов в стенке и при вычислении прогиба умножается на понижающий коэффициент 0.95, если $l/h_{ef} \geq 12$ (l - пролет балки).

Узлы сопряжений балок между собой

Как правило, узлы сопряжений делаются шарнирными с целью предотвращения скручивания основных, опорных балок. На рис. 6.14 приведены наиболее распространенные варианты узловых сопряжений. Узел на рис. 6.14 а является наиболее простым в конструктивном и технологическом отношении. Недостатком этого узла по сравнению с другими узлами, приведенными на этом рисунке является большая строительная высота - в данном варианте она равна сумме высот обеих балок. При отсутствии в узле сопряжения ребер жесткости стенки второстепенных (верхних) и главной балок рассчитываются на местное давление по формуле (4.10). Если стенка главной балки в месте опирания второстепенной балки усилена ребрами жесткости, как это показано на рисунке, то они рассчитываются на устойчивость, как центрально-сжатые стойки (если $V_1 = V_2$) или как внецентренно сжатые стойки (если $V_1 \neq V_2$) с включением в расчетное сечение прилегающей части стенки (см. 6.4.4). Диаметр фиксирующих болтов назначается конструктивно.

В узле на рис.6.14 б. балки сопрягаются в одном уровне, т.е. строительная высота здесь равна высоте только одной, главной балки. Опорное давление может

передаваться на главную балку через ребро жесткости (этот вариант приведен на рисунке) или через уголок привариваемый к стенке главной балки или через короткое ребро жесткости (длина уголка и короткого ребра жесткости принимается равной высоте второстепенной балки). Размер "a₁" принимается равным толщине полки главной балки плюс 10...15 мм. Количество болтов в узле должно быть не менее двух и определяется расчетом:

$$n = 1.2 \cdot V / N_{bmin}, \quad (6.56)$$

где V - опорная реакция второстепенной балки; N_{bmin} - меньшая несущая способность: одного болта на срез или соединяемых элементов на смятие. Коэффициент "1.2" в формуле (6.56) учитывает частичное защемление балок. Стенка второстепенной балки проверяется на срез:

$$V / t_w (h_1 - n \cdot d_{отв}) \leq R_s \quad (6.57)$$

где t_w - толщина стенки; $d_{отв}$ - диаметр отверстий.

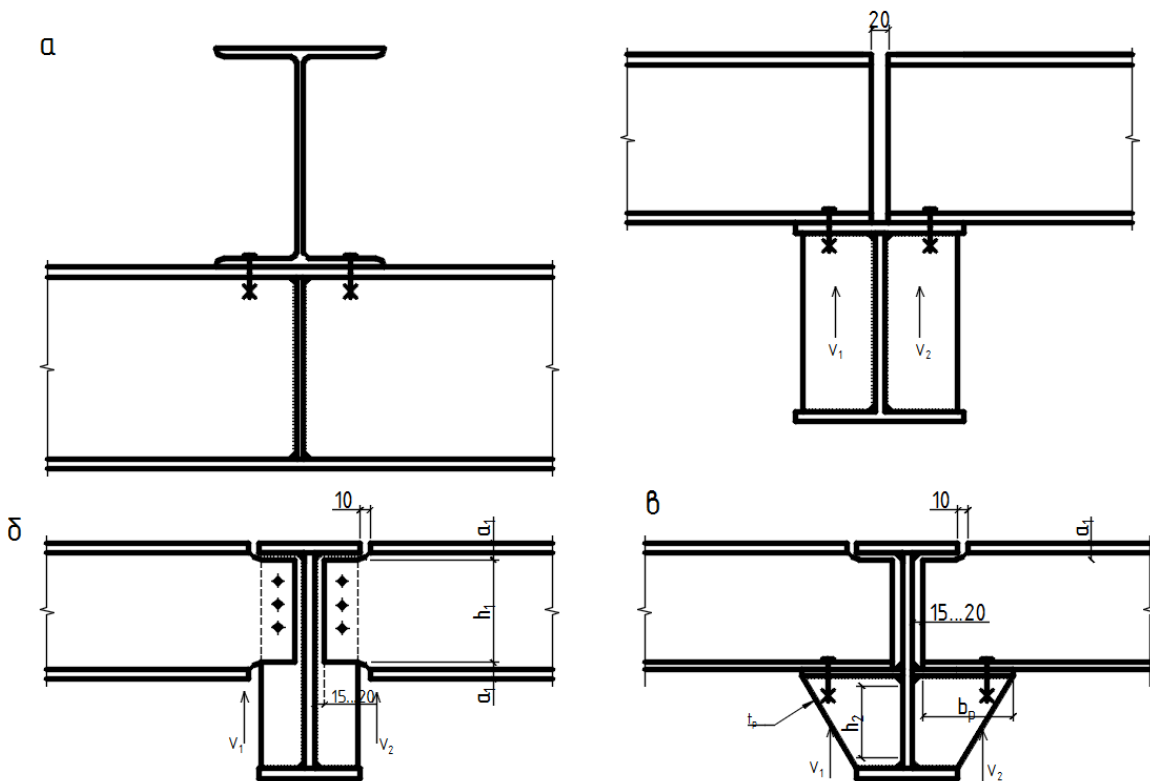


Рис. 6.14. Узлы солпряжений балок

Если несущая способность рассмотренного узла оказывается недостаточной - не обеспечивается проверка по формуле (6.57) или не удастся разместить требуемое количество болтов, то используется третий вариант узла сопряжения с применением опорного столика (см. рис. 6.14 в). Диаметр болтов и размеры опорной плиты столика назначаются конструктивно. Сечение ребра опорного столика определяется из условия прочности на сжатие:

$$t_p \cdot b_p \geq V/R_y. \quad (6.58)$$

При этом должно соблюдаться условие: $b_p/t_p \leq 0.5\sqrt{E/R_y}$

Сварной шов и ребро опорного столика проверяются на прочность при сдвиге:

$$V/2\beta_f \cdot k_f(h_2 - 1 \text{ см}) \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf}; \quad V/h_2 \cdot t_p \leq R_s. \quad (6.59)$$

Стенка второстепенной балки рассчитывается на местное давление.

Центрально-сжатые колонны

Конструирование сплошностенчатых колонн

Колонны - вертикально расположенные конструктивные элементы, передающие нагрузку от вышележащих конструкций на нижележащие конструкции, например, фундаменты. Центрально сжатые колонны могут быть сплошностенчатыми или сквозными, состоящими из двух ветвей, соединенных решеткой (см. рис. 6.16).

В настоящем разделе рассматриваются конструктивные решения только ствола (средней части) колонн. Конструирование базы (нижней части) и оголовки (верхней части) колонн будет рассмотрено в последующих разделах.

Возможные сечения сплошностенчатых колонн приведена на рис. 6.15. Выбор сечения колонны определяется технологическими и конструктивными соображениями, расходом металла, а также наличием соответствующих профилей. Прокатные профили позволяют изготовить колонны с меньшими трудозатратами, составные профили дают возможность наиболее рационально распределять металл в зависимости от расчетных длин и конструктивных требований. Для получения сечений, экономичных по расходу металла, основополагающим является принцип: чем дальше металл расположен от центра тяжести, тем лучше. С этой точки зрения, наиболее рациональными являются трубчатые профили (рис. 6.15 е, ж). Однако они, как правило, дороже двутавровых профилей, их сортамент ограничен и, при

использовании трубчатых профилей осложняется конструктивное оформление узлов сопряжений колонн с другими элементами.

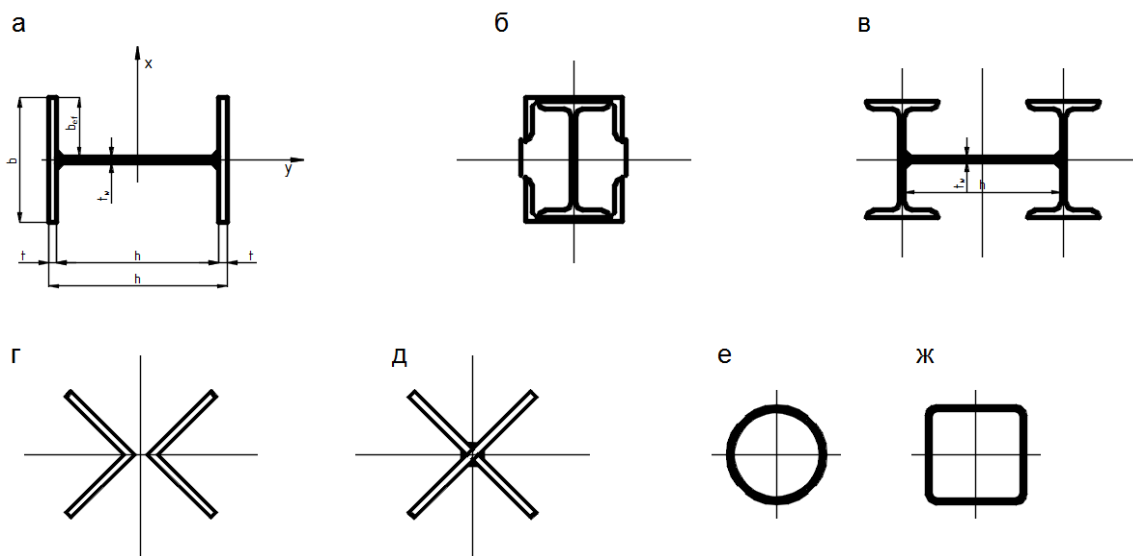


Рис. 6.15. Типы сечений сплошностенчатых колонн

Сопряжения элементов в составных сплошностенчатых колоннах осуществляется на сварке в виде поясных швов, которые, как и в составных балках, могут быть двусторонними и односторонними. Применение односторонних поясных швов не допускается в колоннах, воспринимающих динамическую нагрузку, эксплуатируемых в средне- и сильноагрессивной среде, а также при температуре эксплуатации ниже -40°C . Стенки составных балок (рис. 6.15 а,в) усиливаются поперечными ребрами жесткости, если $h_w/t_w \geq 2.3\sqrt{E/R_y}$. Расстояние между ребрами жесткости должно быть не более $3 \cdot h_w$, а количество ребер на одной колонне (отправочном элементе) не менее двух. Размеры ребер жесткости определяются по аналогии с составными балками (см. §6.4.5).

Расчет сплошностенчатых колонн

Наиболее распространенным сечением сплошностенчатых колонн является двутавр, поэтому в дальнейшем все расчетные формулы будут ориентированы на этот тип сечения. Размеры составного двутавра, которые требуется определить в процессе проектирования приведены на рис.6.15 а.

В центрально-сжатых колоннах поперечные ребра жесткости не оказывают существенного влияния на трудоемкость и металлоемкость конструкции. Здесь, при решении оптимизационной задачи, возможно за критерий оптимальности принять минимизацию поперечного сечения. Решение задачи в указанной постановке приведено в [9,10]. В настоящей работе приводятся только результаты этого решения.

Оптимальная гибкость относительно оси "у" в качестве первого приближения определяется по формуле:

$$\lambda_y = 5,13(l_y^2 \cdot c^2 / N)^{1/3} (R_y)^{1/4} \quad (6.60)$$

где l_y - расчетная длина колонны относительно оси "у" в метрах ($l_y \leq l_x$);

R_y - расчетное сопротивление металла сжатию в мегапаскалях (МПа);

N - сжимающее усилие в меганьютонах (МН).

Безразмерный параметр "с" определяется из условия равноустойчивости ($\lambda_x = \lambda_y$):

$$c = (2.25 + 0.3(l_x/l_y)^2)^{1/2} - 0.5, \quad (6.61)$$

где l_x - расчетная длина колонны относительно оси "х" ($l_x \geq l_y$).

Формула (6.60) получена решением оптимизационной задачи.

Для прокатных профилей после определения гибкости по формуле (6.60) вычисляются требуемые радиусы инерции относительно оси "у" и "х" и требуемая площадь сечения:

$$i_{xтр} = l_x / \lambda_x; \quad i_{yтр} = l_y / \lambda_y; \quad A_{тр} = N / (\varphi \cdot R_y), \quad (6.62)$$

где λ_x принимается равной λ_y , а коэффициент продольного изгиба (φ) определяется в зависимости от гибкости и расчетного сопротивления. Затем по сортаменту подбирается профиль, имеющий соответствующие характеристики.

Для составных сечений после определения гибкости по формуле (6.60) вычисляется ширина полки (b) и высота стенки (h_w):

$$b = l_y \cdot (12 \cdot c / \lambda_y)^{1/2}, \quad h_w = \alpha \cdot b, \quad (6.63)$$

где " α " (отношение высоты стенки к ширине полки) определяется также из условия равноустойчивости:

$$\alpha = ((c-1)/0.3)^{1/2}. \quad (6.64)$$

По нормативным документам в зависимости от найденной гибкости (λ_y) определяются предельные значения отношения высоты стенки (h_w) к толщине стенки (B) и свеса полки (b_{ef}) к толщине полки (Π) и вычисляются толщины стенки и полок:

$$t_w = h_w / B, \quad t = (b - t_w) / (\Pi \cdot 2). \quad (6.65)$$

Полученные значения приводятся в соответствие с сортаментом. На заключительной стадии расчета определяются геометрические характеристики подобранного сечения (A , J_x , J_y , i_x , i_y) и делается проверка общей и местной устойчивости:

$$\sigma = N/\varphi \cdot A \leq R_y \cdot \gamma_c / \gamma_n; \quad h_w/t_w \leq B; \quad b_{ef}/t \leq \Pi, \quad (6.66)$$

где В и П - имеют предельные значения, определяемые уже по фактической гибкости.

Если $\alpha > 0.577 \cdot I_x / I_y$, то $\lambda_x < \lambda_y$ и проверка общей устойчивости делается только относительно оси "у".

Конструирование сквозных колонн

Наиболее часто используемые сечения сквозных колонн приведены на рис. 6.16. Ветви колонн изготавливают из прокатных швеллеров, уголков или двутавров. В некоторых случаях из труб, например, когда ветровая нагрузка оказывает решающее влияние на напряженно-деформированное состояние конструкции. Соединение ветвей между собой осуществляется с помощью планок (рис. 6.16д) или раскосов (рис. 6.16е). Как правило, раскосы используются при расстоянии между ветвями (b) более 0.8 м. Центрирование раскосов допускается производить на наружную кромку ветви. Угол наклона раскосов рекомендуется принимать в пределах 35...55°.

Для увеличения поперечной жесткости на кручение колонны усиливаются диафрагмами (см. деталь "Д" на рис. 6.16 а). Диафрагмы предусматривают через 3...4 м по длине колонны. Расстояние "в свету" между ветвями не должно быть менее 100 мм с тем, чтобы был обеспечен доступ к внутренним поверхностям колонны для возобновления антикоррозийного покрытия.

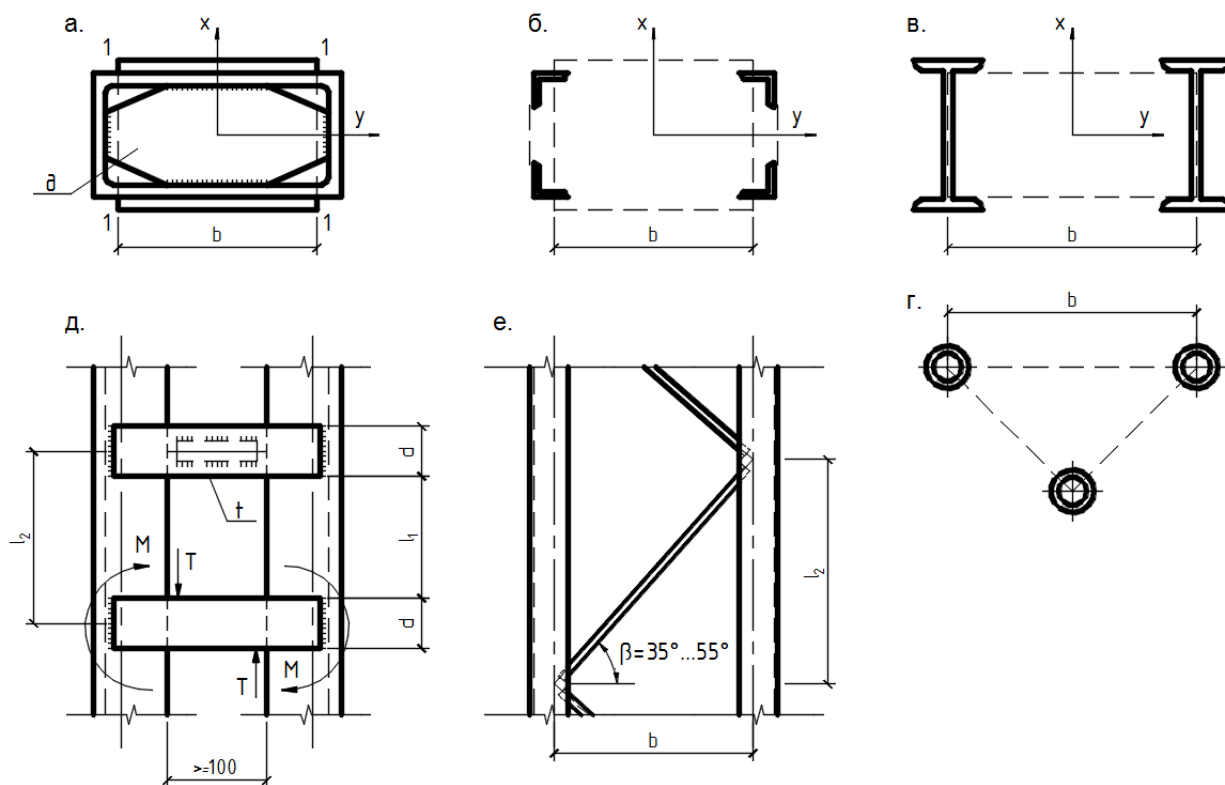


Рис. 6.16. Типы сквозных колонн

Расчет сквозных колонн

При проектировании сквозных колонн требуется определить, прежде всего, сечение ветвей и расстояние между ветвями (b). Гибкость колонны относительно материальной оси (ось "y") определяется по формуле:

$$\lambda_y = 4.78(l_y^2/N)^{1/3} \cdot R_y^{1/4} \quad (6.67)$$

Единицы измерения величин, используемых в формуле (6.67), такие же как и в формуле (6.60). Затем определяется требуемый радиус инерции относительно оси "y" и площадь поперечного сечения ветви:

$$i_{y_{\text{тp}}} = l_y / \lambda_y, \quad A_{\text{тp}} = N / 2 \cdot \varphi \cdot R_y \quad (6.68)$$

Исходя из найденных значений по сортаменту выбирается соответствующий профиль.

Гибкость относительно оси "x" определяется с учетом возможности сближения ветвей между точками крепления соединительных элементов (планок или раскосов) и называется приведенной гибкостью. Для сквозных колонн с планками приведенная гибкость может быть определена по двум формулам:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_1^2}; \quad (6.69)$$

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + 0.82\lambda_1^2(1 + k_b/k_s)}, \quad (6.70)$$

где λ_1 - гибкость ветви колонны относительно собственной оси 1-1 (см. рис. 6.16 а, д): $\lambda_1 = l_1/i_1$. На этом этапе расчета гибкость ветви (λ_1) следует предварительно принимать в интервале: 20...40. Формула (6.69) используется, если погонная жесткость планок (k_s) в собственной плоскости в пять и более раз превышает погонную жесткость ветви (k_b) относительно оси 1-1. Если это условие не выполняется, то используется формула (6.70).

Соотношение погонных жесткостей при подборе сечений предварительно принимается, как правило, больше пяти, т.е. используется формула (6.69). Если исходить из условия равноустойчивости колонны, то $\lambda_{ef} = \lambda_y$ и тогда:

$$\lambda_x = \sqrt{\lambda_y^2 - \lambda_1^2} \quad (6.71)$$

Для сквозных колонн с раскосой решеткой (см. рис. 6.16е) приведенная гибкость определяется по формуле:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha_1 \cdot A/A_d}, \quad (6.72)$$

где α_1 - коэффициент, определяемый через угол наклона раскосов:

$$\alpha_1 = 10/\sin^2\beta \cdot \cos\beta, \quad (6.73)$$

где A , A_d - площадь сечения, соответственно, колонны и одного раскоса. При подборе сечения колонны предварительно отношение A/A_d принимается равным 80. Из условия равноустойчивости:

$$\lambda_x = \sqrt{\lambda_y^2 - \alpha_1 \cdot A/A_d}. \quad (6.74)$$

Расстояние между ветвями колонны может быть определено по формуле:

$$b = l_x/(0.44 \cdot \lambda_x). \quad (6.75)$$

Следующим этапом расчета является подбор сечений и проверка прочности и устойчивости соединительных элементов (планок или раскосов).

Расчет соединительных деталей сквозных колонн

При центральном сжатии усилия в соединительных планках так же как и в раскосах, от внешней нагрузки не возникают и поэтому при их расчете используется фиктивная поперечная сила:

$$Q_{\text{fic}} = 7.15 \cdot 10^{-6} \cdot (2330 - E/R_y) \cdot N / \varphi, \quad (6.76)$$

где φ - коэффициент продольного изгиба, определяемый в зависимости от гибкости относительно "свободной" оси "х".

Расчет соединительных планок сводится к определению их сечения и к расчету сварных швов. Перерезывающая сила в соединительной планке определяется по аналогии с расчетом поясных швов в составных балках (см. 6.4.3):

$$T = Q_{\text{fic}} \cdot S \cdot l_2 / 2 \cdot J. \quad (6.77)$$

Если статический момент и момент инерции выразить через площадь ветви, то формула (6.77) примет вид:

$$T = Q_{\text{fic}} \cdot l_2 / 2b. \quad (6.78)$$

Изгибающий момент в соединительной планке определяется через перерезывающую силу:

$$M = T \cdot b / 2. \quad (6.79)$$

Сечение соединительных планок предварительно назначается исходя из конструктивных соображений: $d = (0.5 \dots 0.75) \cdot b$, $t \geq d/30$, но не меньше 6 мм. Кроме того, если при определении приведенной гибкости колонны использовалась формула (6.69), то $t \geq 60 \cdot I_1 \cdot b / (l_2 \cdot d)$,

где I_1 -момент инерции ветви относительно оси 1-1

Проверка прочности соединительных планок выполняется по нормальным и касательным напряжениям:

$$\sigma = 6 \cdot M / t \cdot d^2 \leq R_y, \quad \tau = T / t \cdot d \leq R_s. \quad (6.80)$$

Катет сварного шва рассчитывается на равнодействующее напряжение от изгибающего момента и перерезывающей силы:

$$k_f \geq ([6M / (d - 1 \text{ см})]^2 + T^2)^{1/2} / (R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \beta_f (d - 1 \text{ см})). \quad (6.81)$$

Расчет раскосов сводится к определению сечения и расчету сварного соединения раскосов к ветвям колонны. Усилие в раскосе определяется от фиктивной поперечной силы:

$$N_p = Q_{fic}/2 \cdot \cos\beta. \quad (6.82)$$

Требуемый радиус инерции и требуемая площадь определяются по формуле (6.68), где в качестве расчетной длины принимается длина оси раскоса между узлами, а гибкость предварительно назначается в пределах 100...150. Если соединительная решетка, кроме раскосов, включает в себя также горизонтальные элементы (стойки), то их расчет ведется аналогичным образом, а усилие в них принимается равным $Q_{fic}/2$. Из условия унификации рекомендуется сечение раскосов и стоек принимать одинаковым. 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 ветвей относительно собственных осей: (1-1) и "у", а также проверка устойчивости всей колонны относительно оси "х". При этом за расчетную длину отдельной ветви принимается расстояние "в свету" при использовании планок (l_1 на рис. 6.16 д) и расстояние между геометрическими центрами узлов при использовании раскосов (l_2 на рис. 6.16 е).

Конструктивные решения баз центрально-сжатых колонн

Нагрузка, воспринимаемая колонной, передается на нижележащие конструкции (на фундамент) через базу. Как правило, базы располагаются ниже уровня пола с тем, чтобы не загромождать производственную площадь здания. Конструктивное решение баз зависит от сечения колонны и вида сопряжения колонны с фундаментом, которое может быть шарнирным или жестким.

Вариант шарнирной базы приведен на рис. 6.17 а. В общем случае шарнирная база может состоять из четырех конструктивных элементов: опорной плиты (1), траверс (2), ребер (3) и диафрагм (4). Опорная плита служит для передачи нагрузки на фундамент (6) через выравнивающий слой (подливку) из цементного раствора. Конструктивные элементы 1,2,3 служат для уменьшения изгиба опорной плиты от реактивного давления. В зависимости от конкретных условий опирания диафрагмы, ребра и траверсы могут отсутствовать. Для пропуска анкерных болтов в опорной плите предусматриваются вырезы, размеры которых в 2...2.5 раза превышают диаметр анкерных болтов. Это превышение делается с целью компенсации возможных смещений анкерных болтов от проектного положения. После установки колонны на анкерные болты одеваются шайбы, которые затем привариваются к опорной плите. В базах центрально-сжатых колонн анкерные болты не испытывают каких-либо силовых воздействий, и их диаметр назначается конструктивно (без

расчета) в интервале (20...30) мм. Предполагается, что шарнирность таких баз обеспечивается за счет изгиба опорной плиты, в местах крепления анкеров.

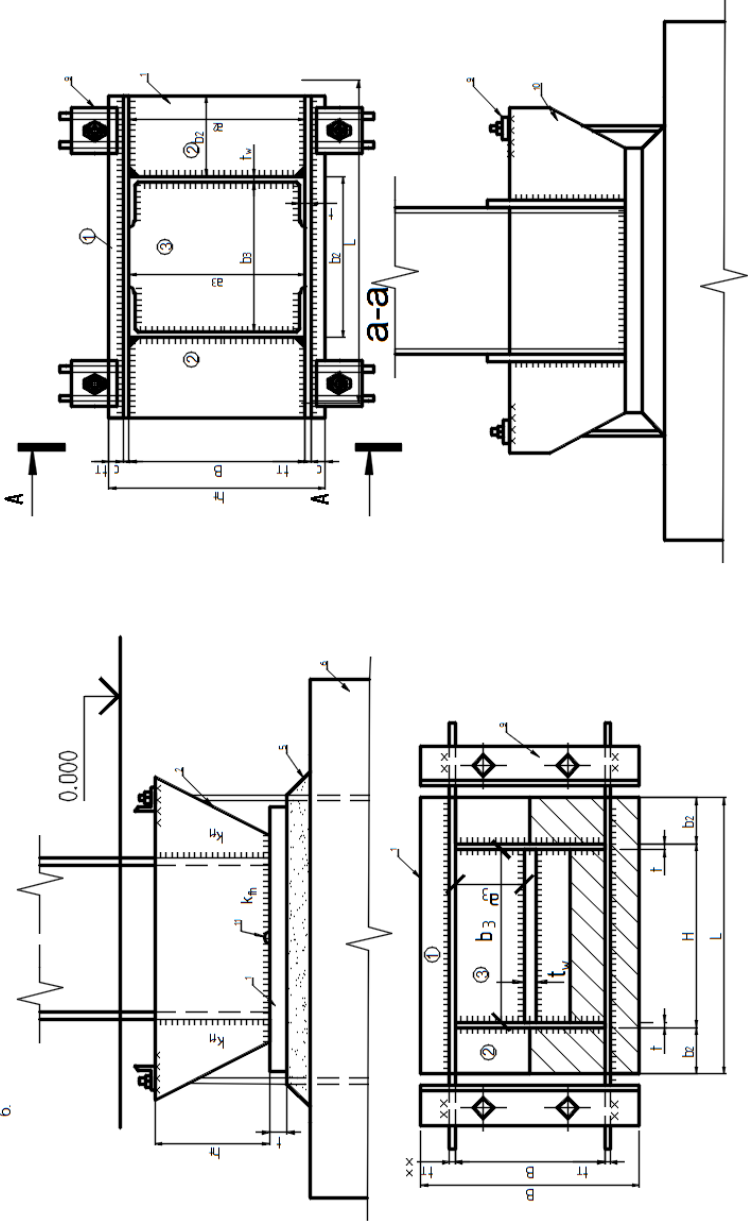


Рис. 6.17. Конструктивные решения баз

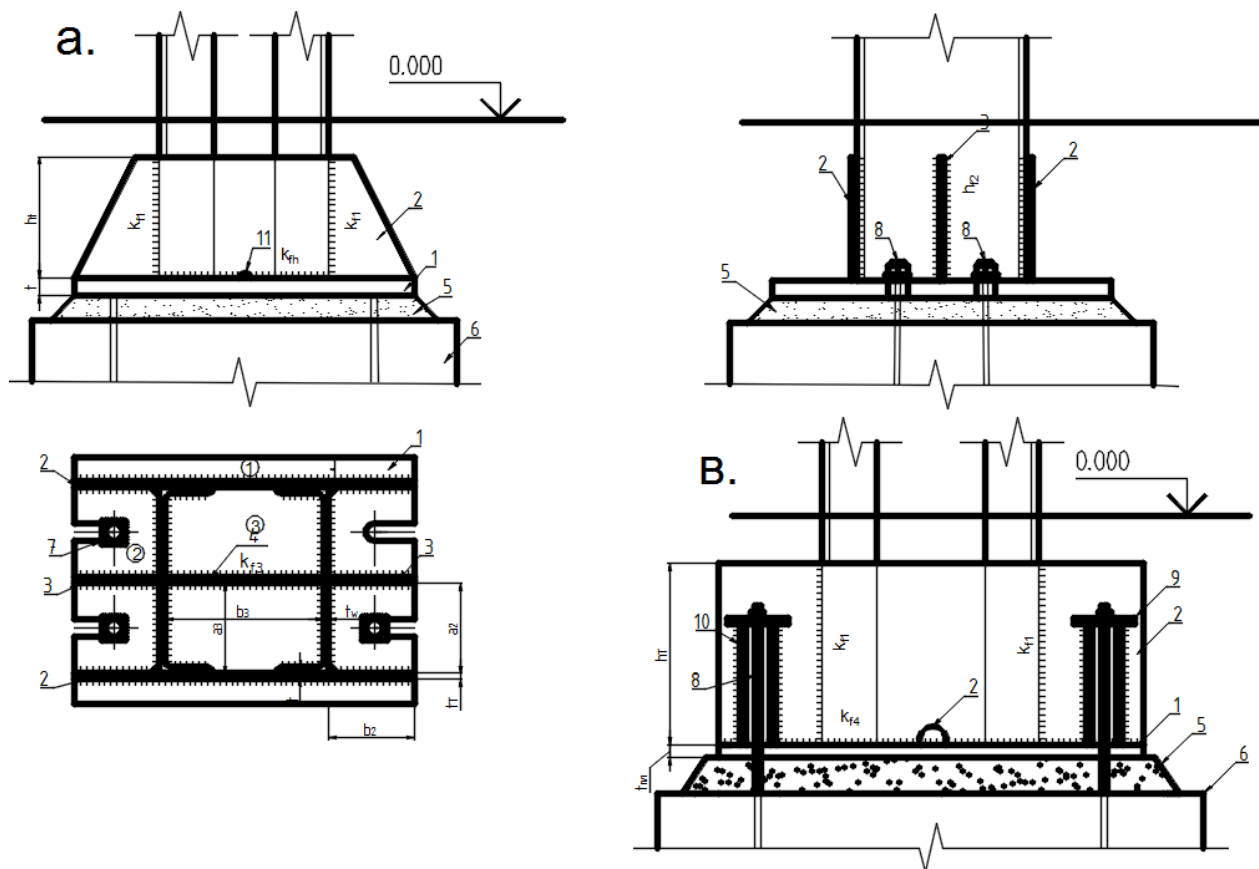


Рис. 6.17. Конструктивные решения баз

Конструктивные решения баз, обеспечивающих жесткое сопряжение колонн с фундаментом, приведены на рис. 6.17 б, в. Здесь используются те же конструктивные элементы, что и для шарнирных баз. Отличительная особенность состоит в том, что в жестких базах анкерные болты закрепляются не к опорной плите, а к траверсам, имеющих значительно большую изгибную жесткость. В жестких базах добавляется еще один конструктивный элемент - анкерная пластинка (уголок), которая может опираться непосредственно на траверсы (рис. 6.17 б) или на анкерные ребра, приваренные к траверсам (рис. 6.17 в). Во втором случае наиболее эффективно обеспечивается жесткое сопряжение колонны с фундаментом относительно обеих главных осей колонны. В жестких базах неточность установки анкерных болтов компенсируется возможностью смещения анкерных пластинок, которые привариваются к траверсам только после установки колонн в проектное положение. Сечение анкерных болтов так же, как и для шарнирных баз назначается конструктивно в интервале (24...36) мм.

Расчет баз

Расчет баз для сплошнотенчатых и сквозных колонн, а также шарнирных и жестких не имеет принципиальных отличий и сводится к определению размеров опорной плиты, траверс, ребер, диафрагм и катетов сварных швов. Требуемая площадь опорной плиты определяется, исходя из работы бетона фундамента на смятие:

$$A_{\text{тр}} = N/k \cdot f_{\text{cd}}, \quad (6.83)$$

где f_{cd} - призмная прочность бетона; k - коэффициент перехода от призмной прочности к сопротивлению бетона при местном смятии. Как правило, $k = 1.2$.

Размеры опорной плиты в плане назначаются с учетом полученного значения требуемой площади ($B \cdot L \geq A_{\text{тр}}$), а также с учетом размеров сечения колонны:

$$B \geq b+10 \text{ см}, \quad L \geq h+10 \text{ см}, \quad (6.84)$$

где b и h - ширина и высота сечения колонны.

Толщина опорной плиты определяется из условия прочности при ее изгибе под действием реактивного давления:

$$t_{\text{пл}} \geq \sqrt{6 \cdot M_{\text{max}}/R_y}, \quad (6.85)$$

где M_{max} - наибольший изгибающий момент в опорной плите.

Для выявления наибольшего момента необходимо определить наибольшие моменты в пределах каждого участка опорной плиты, отличающие друг от друга способом опирания. Таких участков, как правило, три (на рис. 6.17 участки пронумерованы цифрами в кружках): 1-ый участок имеет опирание с одной стороны и является консолью, 2-ой участок опирается по трем сторонам и 3-ий участок по четырем. Наибольшие изгибающие моменты в 1-м, 2-м и 3-м участках определяются по формулам:

$$M_1 = \sigma_6 \cdot c^2/2; \quad M_2 = \alpha \cdot \sigma_6 \cdot b_2^2; \quad M_3 = \beta \cdot \sigma_6 \cdot Q_3^2, \quad (6.86)$$

где σ_6 - реактивное давление: ($\sigma_6 = N/(B \cdot L)$); c - вылет консоли; b_2 - длина свободной стороны участка опертого по трем сторонам; a_3 - меньшая сторона участка (пластинки) опертого по четырем сторонам. Значения коэффициентов " α " и " β " приведены в таблицах 6.1 и 6.2 в зависимости от соотношения сторон.

Таблица 6.1.

Значения коэффициента "α"

a_2/b_2	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.2	1.4	2	>2
α	0.06	0.074	0.088	0.097	0.107	0.112	0.12	0.126	0.132	0.133

Таблица 6.2.

Значения коэффициента "β"

b_3/a_3	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2	>2
β	0.048	0.055	0.063	0.069	0.075	0.081	0.086	0.091	0.094	0.098	0.1	0.125

При конструировании базы следует стремиться к тому, чтобы изгибающие моменты M_1 , M_2 , M_3 были примерно одинаковыми, т.к. в этом случае расход металла на опорную плиту будет наименьшим. Равномерное распределение моментов может быть достигнуто за счет варьирования размерами опорной плиты в плане (B и L), а также с помощью ребер и диафрагм. При этом следует иметь в виду, что увеличение количества конструктивных деталей базы приводит к увеличению трудозатрат. Рекомендуется толщину опорной плиты принимать не более 40 мм (при больших толщинах снижается прочность и увеличивается расход металла) и не менее 20 мм.

Траверсы рассчитываются как двухконсольные балки (см. рис. 6.18 а). Нагрузка на траверсу собирается с грузовой площади, ширина которой определяется расстоянием между смежными вертикальными элементами базы. Грузовая площадь между параллельными элементами распределяется между ними поровну, например, для базы, изображенной на рис. 6.17 б, (грузовая площадь заштрихована). Погонная нагрузка на консольные участки и на среднюю часть траверсы будет равна:

$$q_1 = \sigma_6 \cdot B/2, \quad q_2 = (B-b)/2. \quad (6.87)$$

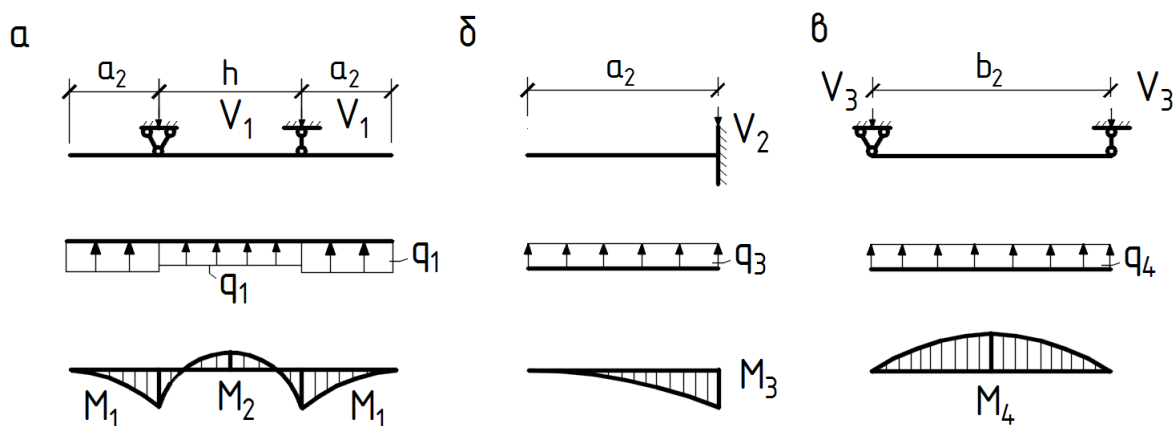


Рис. 6.18. Расчётные схемы: а-траверсы; б-ребра; в-диафрагмы

Изгибающие моменты (M_1 , M_2) и опорные реакции (V) определяются как для обычных консольных балок. Высота или толщина траверсы определяются из условия прочности по нормальным напряжениям:

$$h_T \geq \sqrt{6M_{\max}/t_T \cdot R_y}, \quad (6.88)$$

где толщина траверсы (t_T) предварительно назначается. Рекомендуемая высота траверсы находится в интервале (200...500) мм. Принятое сечение траверсы проверяется на прочность по касательным напряжениям:

$$\tau = Q/(t_T \cdot h_T) \leq R_s. \quad (6.89)$$

Катет сварных швов прикрепляющих траверсу к полкам колонны определяется на действие опорной реакции (V_1):

$$k_{f1} \geq V_1/(\beta_f \cdot (h_T - 1 \text{ см}) \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf}). \quad (6.90)$$

Расчетные схемы ребра и диафрагмы приведены на рис. 6.18 б, в. Расчет этих конструктивных элементов производится по аналогии с расчетом траверсы. Толщину ребер и диафрагм рекомендуется принимать такой же, как и толщину траверсы. При расчете сварных швов прикрепляющих ребра учитываются два силовых воздействия - изгибающий момент (M_3) и поперечная сила (V_2):

$$k_{f2} \geq ([6M_3/(h_p - 1 \text{ см})]^2 + V_2^2)^{1/2}/[2\beta_f(h_p - 1 \text{ см})R_{wf} \cdot \gamma_{wf}]. \quad (6.91)$$

Сварные горизонтальные швы, прикрепляющие ствол колонны и вертикальные элементы базы к опорной плите, рассчитываются на суммарное усилие:

$$k_{f4} \geq N_1/\beta_f \cdot \Sigma l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c, \quad (6.92)$$

где Σl_w - суммарная расчетная длина сварных швов; N_1 - усилие на колонну с учетом собственного веса.

Если при изготовлении колонны обеспечивается с помощью механической обработки (строжки) плотное сопряжение торца колонны, включая траверсы, ребра и диафрагмы, с опорной плитой, то при определении " k_{f4} " по формуле (6.92) учитывается только 15 % суммарного усилия.

Оголовки колонн. Узлы сопряжения колонн с балками

Оголовок - верхняя часть колонны, служащая для опирания балок. Сопряжение балок с колоннами может быть шарнирным или жестким. В зависимости от вида сопряжения определяется конструктивное решение оголовки. На рис. 6.19 приведены шарнирные узлы сопряжений колонн с балками. Опирание балок на колонну может быть сверху (рис. 6.19 а, б, д) и сбоку (рис. 6.19 в, г). При опирании сверху между балками предусматривается зазор (10...12) мм для компенсации возможного смещения колонн при их установке, который затем заполняется стальными прокладками. Фиксация балок на колонне и между собой осуществляется на болтах, диаметр которых назначается конструктивно: (16...20) мм. Для увеличения шарнирности болты, размещенные на опорном ребре балки, смещаются вниз - верхняя часть опорного ребра размером не менее 0.4 высоты балки должна быть свободна от болтов.

Опорная плита оголовка является конструктивной деталью: ее размеры в плане назначаются в зависимости от габаритов сечения колонны и ширины опорных ребер балок (опорная плита должна покрывать верхний торец колонны и не должна быть меньше ширины опорного ребра балки), а толщина (t_n) принимается равной 20...25 мм. Суммарная ширина опорных ребер колонны (b_k) принимается в интервале: $b_p... (b_p + 2t_n)$, а толщина определяется из условия прочности при их работе на смятие:

$$t_k = V / (b_k \cdot R_p), \quad (6.93)$$

где V - суммарное давление на колонну.

При этом должно быть соблюдено условие местной устойчивости: $b_k / t_k \leq \sqrt{E / R_y}$. Высота опорного ребра колонны определяется из двух условий: из условия прочности сварного шва:

$$h_k \geq V / (4\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf}) + 1 \text{ см}, \quad (6.94)$$

и из условия прочности опорного ребра оголовка или стенки колонны на срез:

$$h_k \geq V / (2 \cdot t \cdot R_s). \quad (6.95)$$

где t - меньшая толщина опорного ребра или стенки колонны.

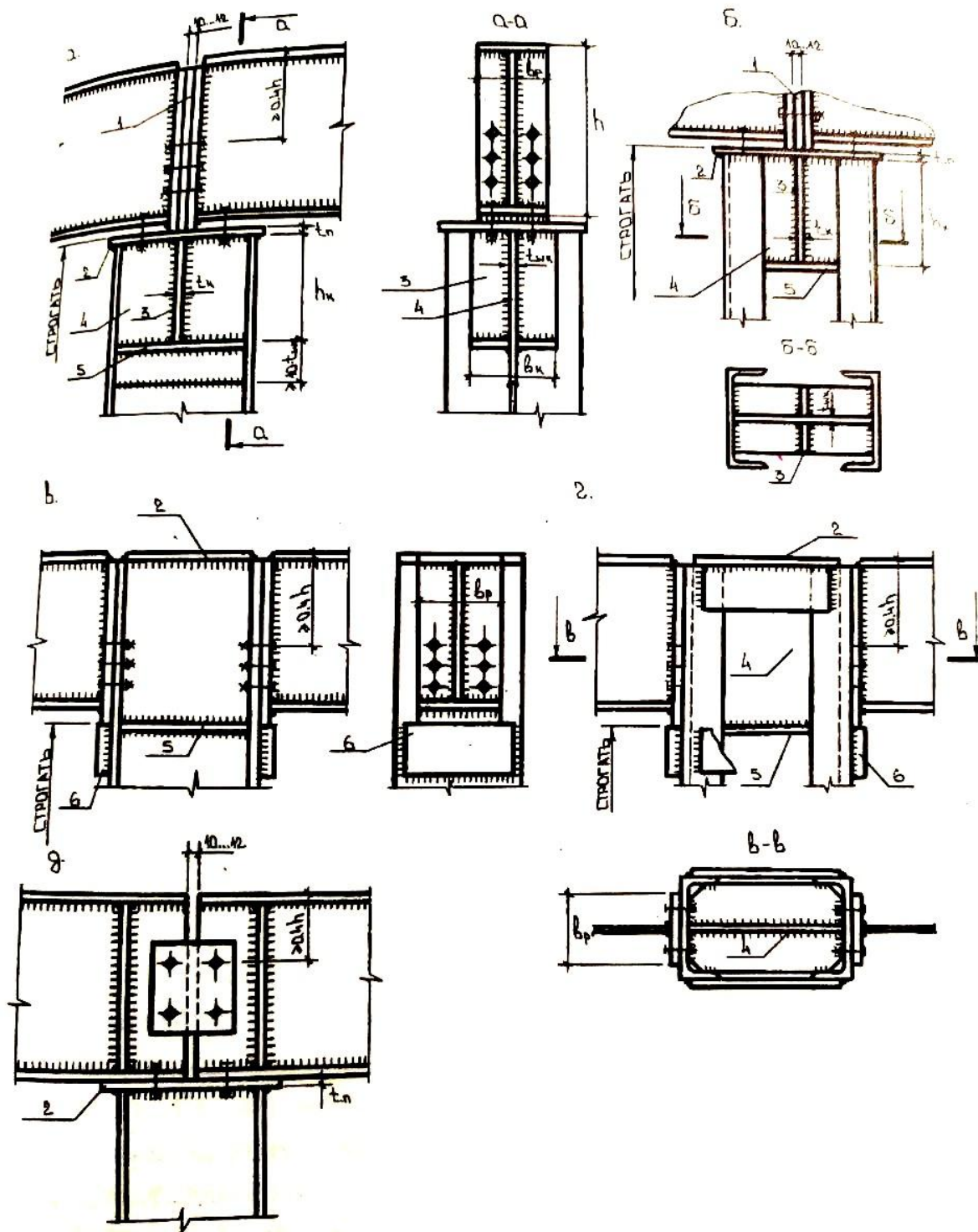


Рис. 6.19. Шарнирные узлы сопряжения колонн с балками: 1- прокладка; 2- опорная плита; 3- опорное ребро оголовка; 4- вставка; 5- ребро жесткости; 6- опорный столик.

Если высота опорного ребра из-за малой толщины стенки колонны получается чрезмерной (больше полторы высоты сечения колонны) или длина сварного шва получается больше $85\beta_f k_f$, то в верхней части колонны делают вставку (см. рис. 6.19 а). Стыковой шов вставки со стенкой колонны должен располагаться от низа опорного ребра на расстоянии равном или большем десяти толщинам вставки. Размеры горизонтальных ребер жесткости назначаются конструктивно.

Если верхний торец ребер жесткости колонны не строгаются, то сварные швы, прикрепляющие эти ребра к опорной плите, рассчитываются. Катеты остальных сварных швов оголовка колонны назначаются конструктивно.

При опирании балок с боку (см. рис. 6.19 в, г) давление на колонну передается через опорный столик, ширина и толщина которого принимаются соответственно на (30...40) мм и на (5...10) мм больше соответствующих размеров опорного ребра балки. Верхний торец опорного столика строгаются. Опорный столик может быть изготовлен из уголка, в этом случае строжка не требуется. В сквозных колоннах оголовки на высоту примыкающих балок усиливается вертикальной вставкой, толщина которой назначается из условия обеспечения местной устойчивости, как для стенки колонны. Суммарная расчетная длина сварных швов, прикрепляющих опорный столик, рассчитываются на усилие равное опорному давлению балки:

$$l_w = 1.3 \cdot V_1 / (\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf}), \quad (6.96)$$

где V_1 - опорное давление одной балки.

Коэффициент "1.3" учитывает возможный эксцентриситет передачи опорного давления на опорный столик. Размеры остальных сварных швов назначаются конструктивно.

Вариант сопряжения колонн с балками, изображенный на рис. 6.19 д, предопределяет наиболее простую конструкцию оголовки: здесь, кроме опорной плиты, никакие другие конструктивные детали не требуются. Опорные ребра балок располагаются над полками колонны. При этом толщина и ширина полок колонны должны быть не меньше соответствующих размеров опорных ребер балок. Нижние торцы опорных ребер могут быть строганы, и тогда сварные швы в этом месте отсутствуют. Болтовые соединения назначаются конструктивно с учетом рекомендаций, изложенных выше.

Варианты узлов жесткого сопряжения колонн с балками приведены на рис. 6.20. При жестком сопряжении в узле действуют два усилия: поперечная сила (опорная реакция) и изгибающий момент. Поперечная сила в узле, изображенном на рис. 6.20 а, передается на колонну через вертикальное ребро, которое может быть изготовлено из уголка. Длина и толщина ребра определяются исходя из его работы на срез:

$$Q/(t_{yr} \cdot l_{yr}) \leq R_s. \quad (6.97)$$

Кроме того, длина уголка определяется длиной сварного шва:

$$l_{yr} \geq Q/(\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \gamma_{wf}) + 1 \text{ см} \quad (6.98)$$

Болты, используемые в этом узле, являются монтажными. Их диаметр принимается в интервале (16...20) мм, а количество не менее двух. Изгибающий момент раскладывается на пару сил, которые воспринимаются верхней и нижней горизонтальными накладками. Сечение накладок определяется прочностью на сжатие или растяжение:

$$A_n \geq M/(h \cdot R_y). \quad (6.99)$$

Сварные швы рассчитываются на то же усилие:

$$\sum l_w = M/(\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot h). \quad (6.100)$$

Стенки колонны в плоскости нижних накладок усиливается горизонтальными ребрами жесткости, размеры которых назначаются конструктивно (см. 6.4.5).

В узле, изображенном на рис. 6.20 б, изгибающий момент и поперечная сила воспринимаются болтами. Усилие в болтах от изгибающего момента распределяется прямо-пропорционально расстоянию от оси рассматриваемого болта до центра вращения (h_i). За центр вращения можно принять нижний ряд болтов, тогда наибольшее усилие в верхнем ряду болтов будет равно:

$$N_{\max} = M \cdot h_1 / \sum h_i^2. \quad (6.101)$$

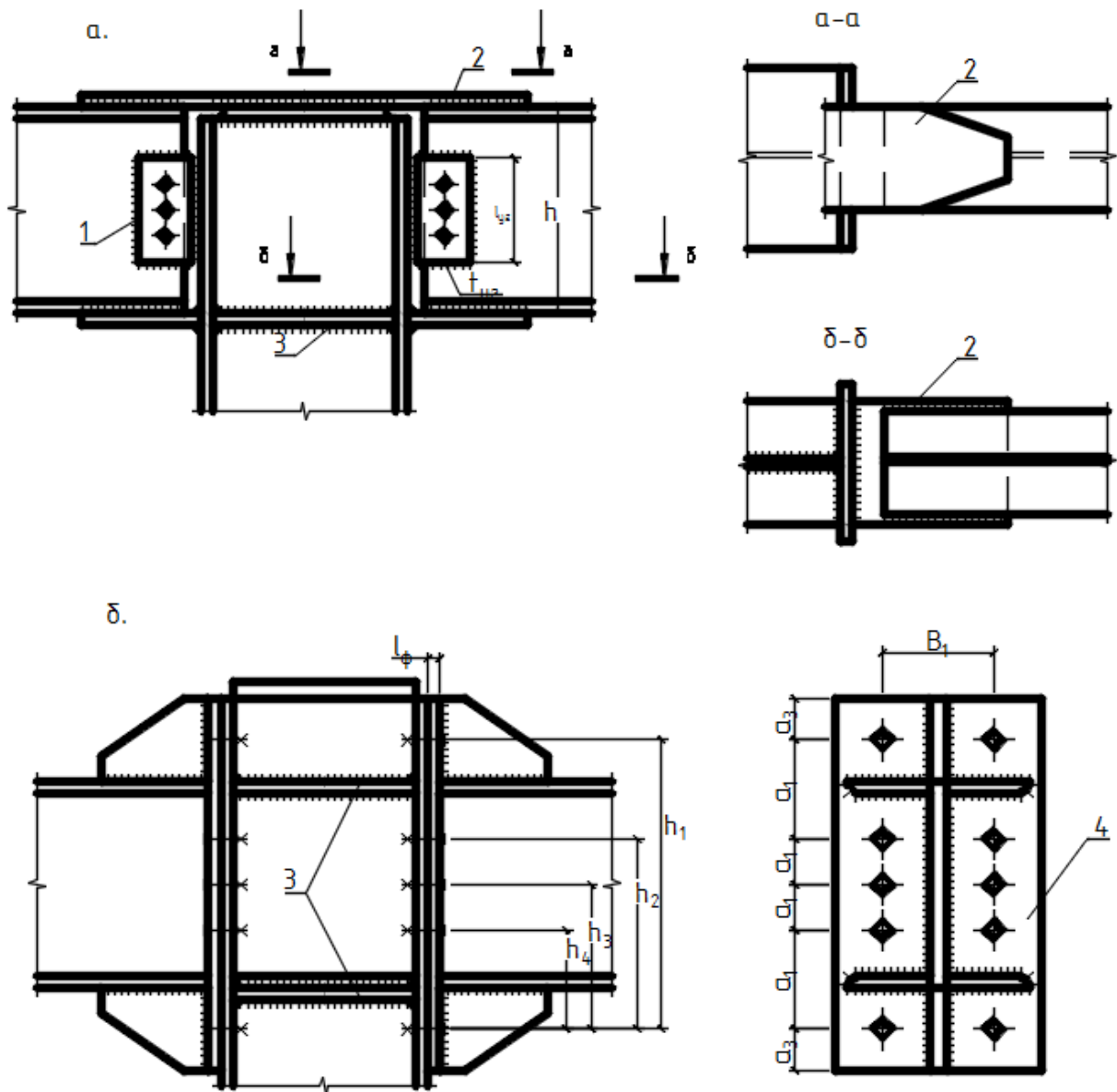


Рис. 6.20. Жесткие узлы сопряжения колонн с балками: 1- вертикальное ребро; 2-горизонтальные накладки; 3- ребро жесткости; 4- опорный фланец.

На этом этапе расчета диаметр болтов, а также количество болтов по вертикали назначаются конструктивно. Диаметр болтов принимается в интервале $(1.5...2)t$, где t - меньшая толщина соединяемых деталей, а расстояние между болтами и от центра болта до края детали назначаются в зависимости от диаметра отверстий и толщины соединяемых деталей (см. 5.1.1). Количество болтов в горизонтальном ряду определяется по формуле:

$$n_r = N_{\max}/N_{bt}, \quad (6.102)$$

где N_{bt} - несущая способность одного болта на растяжение, определяемая по формуле (5.3).

Предполагается, что поперечная сила распределяется равномерно между болтами, и тогда расчет на срез и смятие болтового соединения производится по формулам (4.5), (4.6) на усилие равное: Q/n , где n - количество болтов.

Толщина опорного фланца определяется исходя из его работы на изгиб:

$$t_{\phi} \geq (3 \cdot N_{\max} \cdot b_1 / [4 \cdot (a_3 + a_1 / 2) \cdot R_y])^{1/2} \quad (6.103)$$

Геометрические размеры используемые в формуле (6.103) см. на рис. 6.20 б.

VII. Фермы покрытий зданий и сооружений

Общая характеристика ферм

Ферма - это плоская, геометрически не изменяемая конструкция, составленная из отдельных прямолинейных стержней. Фермы состоят из верхнего и нижнего поясов, между которыми располагаются элементы решетки - раскосы и стойки (см. рис. 7.1). 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 ($h_{оп}$).

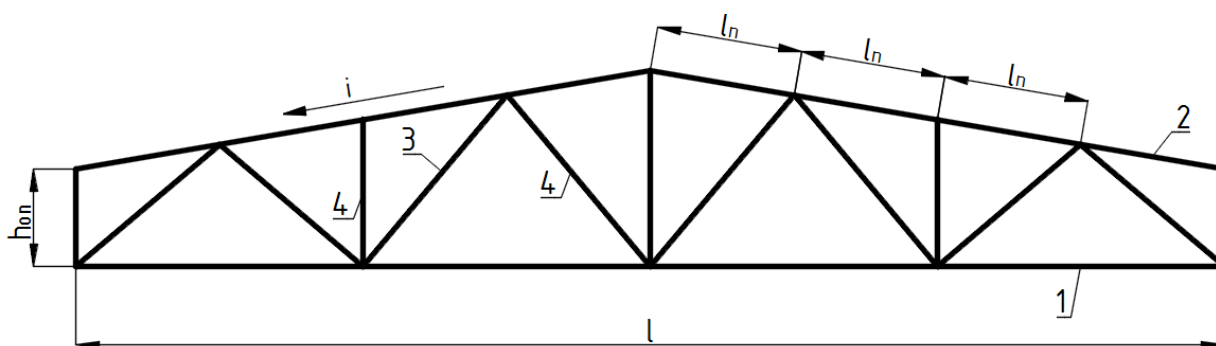


Рис. 7.1. Ферма: 1- верхний пояс; 2- нижний пояс; 3-раскосы; 4- стойки.

Преимущественно фермы используются в качестве несущих элементов покрытий. Кроме того, фермы используются в качестве пролетных строений мостов, и транспортных галерей, граней башен и мачт.

Наиболее употребительные очертания ферм, приведены на рис. 7.2. Для крутоуклонных 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.

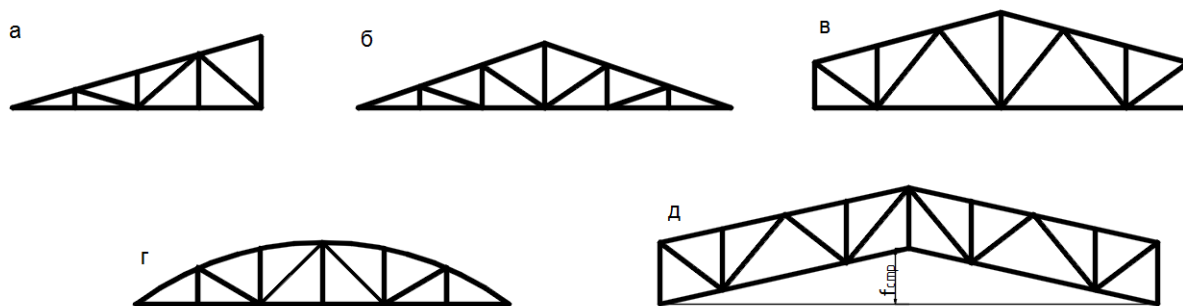


Рис. 7.2. Очертания ферм: а, б- треугольное; в- трапецидальное; г- полигональное; д- с параллельными поясами.

Трапецидальные 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. 7.2 д). Строительный подъем компенсирует прогиб фермы под нагрузкой и предусматривается для ферм пролетом более 36 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. 7.3. 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 резкое 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. 7.2 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.

Решетки, изображенные на рис. 7.3 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). Полукасосная и ромбическая решетки обладают повышенной жесткостью и поэтому используются в конструкциях с небольшими поперечными размерами (в башнях, мачтах, опорах ЛЭП).

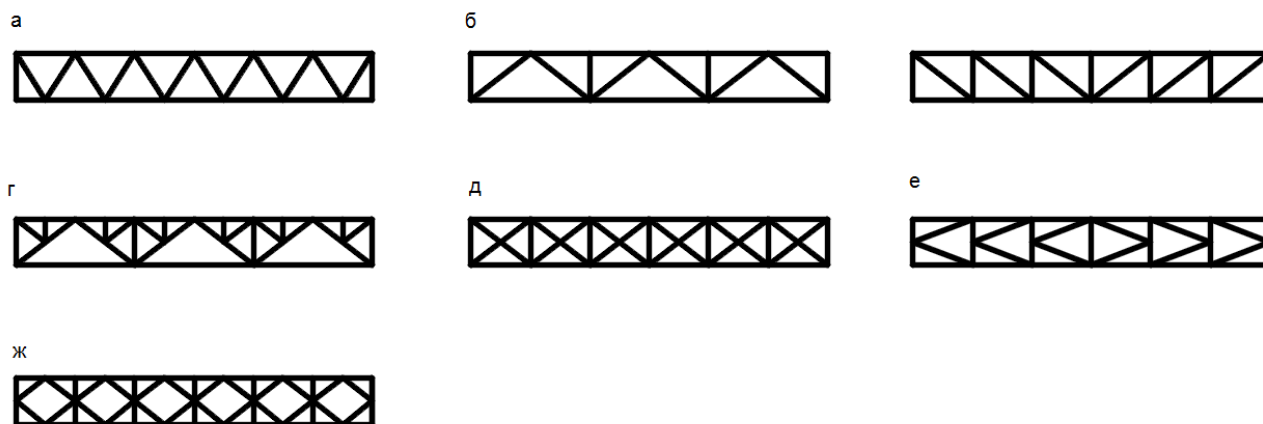


Рис. 7.3. Типы решёток ферм: а- треугольная; б- треугольная со стойками; в- раскосная; г- шпренгельная; д- крестообразная; е- полукасосная; ж- ромбическая.

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.

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) (см. рис. 7.4). 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 отдельно от каждой нагрузки. Это дает возможность в дальнейшем находить наименее выгоднейшие сочетания усилий для каждого стержня.

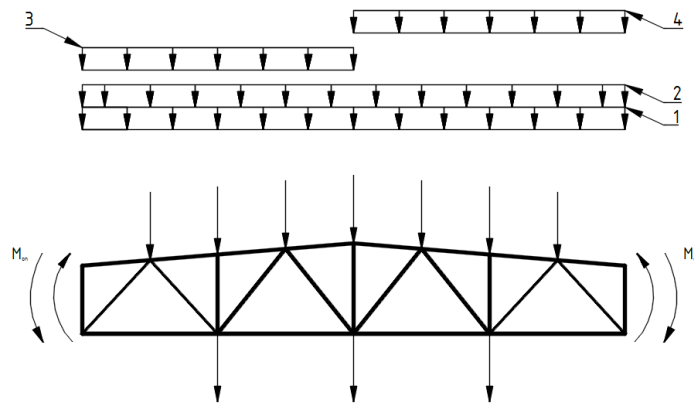


Рис. 7.4. Нагрузки действующие на ферму: 1-нагрузка от собственного веса покрытия; 2- снеговая по всему пролёту; 3- снеговая на левой половине пролёта; 4- снеговая на правой половине пролёта.

Изгибающие моменты в стержнях ферм определяются при наличии 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. 7.5), из-за того, что там сопрягаются профили разных размеров. При наличии эксцентриситета изгибающий момент в этом узле будет равен: $M = N_2 \cdot e$. Этот момент допускается распределять между стержнями, сопрягаемыми в данном узле, прямо пропорционально их погонной жесткости, например, для стержня №1:

$$M_1 = M \cdot i_1 / \sum i_i, \quad (7.1)$$

где M_1 - часть момента, приходящаяся на стержень №1; i_1 - погонная жесткость этого стержня; $\sum i_i$ - сумма погонных жесткостей стержней сопрягаемых 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.

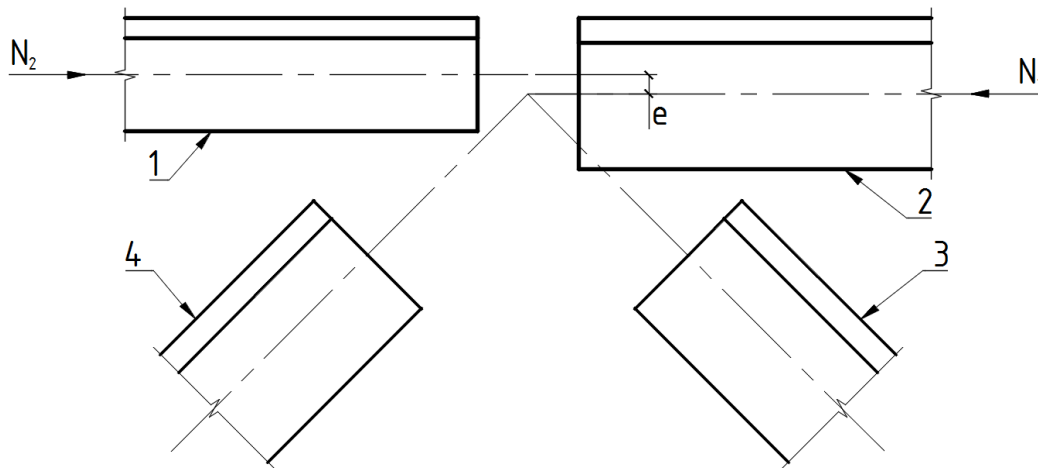


Рис. 7.5. Эксцентриситет в месте стыка поясных стержней.

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.

Типы сечений стержней

Наиболее распространенным сечением стержней ферм является сечение из двух уголков (см. рис. 7.6 а). 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; большое

количество сборочных деталей, например для сборки узла, изображенного на рис. 7.6 а, требуется семь сборочных деталей, что увеличивает трудозатраты и объемы сварочных работ; большая поверхность для окраски и трудоемкость возобновление окраски между уголками.

Сечения стержней из прямоугольных и круглых труб (см. рис. 7.6 б, в) 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.

Применение тавров для поясов ферм (см. рис. 7.6 г) также позволяет улучшить экономические показатели ферм по сравнению с фермами из спаренных уголков: 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.

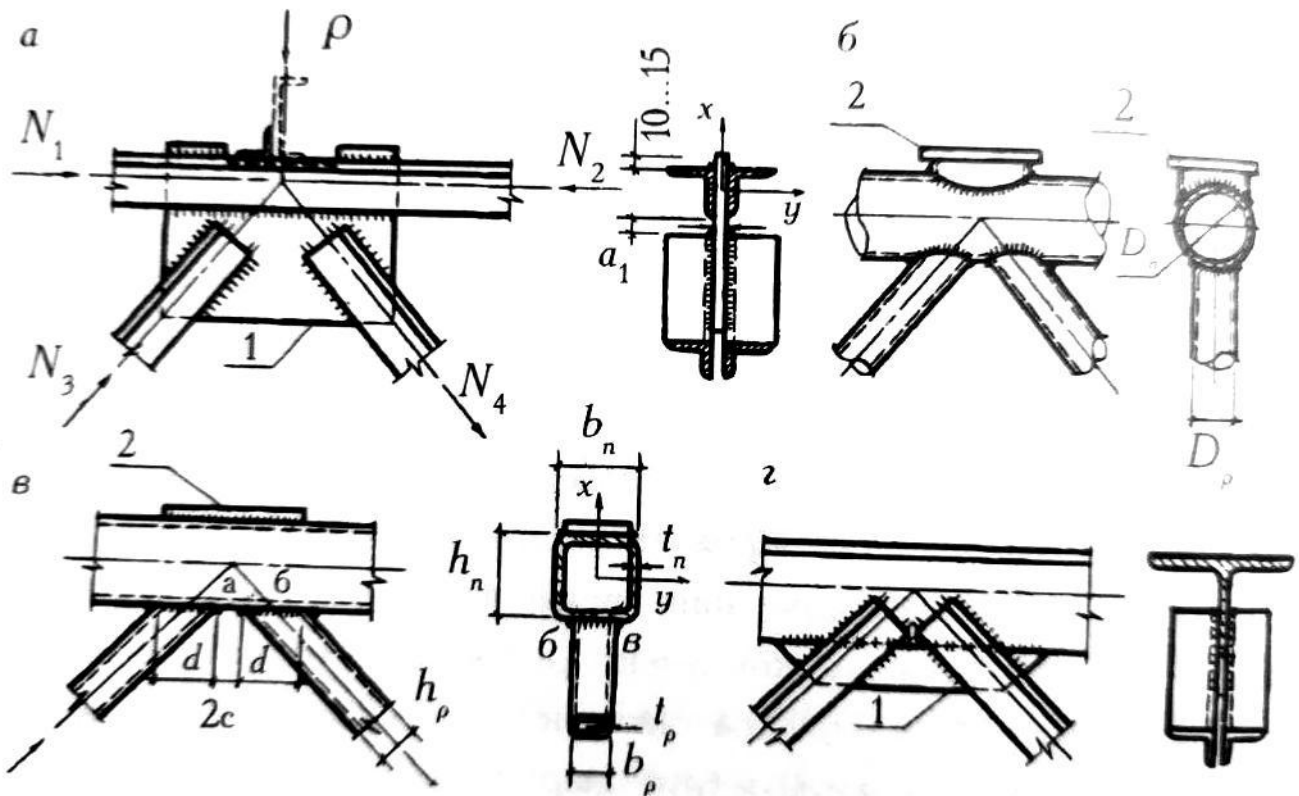


Рис. 7.6. Узлы ферм: а- из парных уголков; б- из круглых труб; в- из прямоугольных труб; г- пояса из тавров, раскосы из парных уголков; 1- фасонка; 2- распределительная деталь.

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 антикоррозионного 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. Узлы ферм из одиночных уголков решаются по аналогии с узлом, изображенным на рис. 7.6 г.

Для ферм больших пролетов ($l > 36$ м), а также для ферм, воспринимающих большие нагрузки, например, для ферм, используемых в качестве пролетных строений мостов, могут быть использованы двутавровые (Н-образные) профили как для поясов, так и для стержней решетки.

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. 7.6 а, будет меньше, чем узлового соединения на рис. 7.6 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").

При переменном усилии по длине стержня, как это показано на рис. 7.7, его расчетная длина определяется по формуле:

$$l_y = (0.75 + 0.25 \cdot N_2 / N_1) \cdot l_1, \quad (7.2)$$

где $N_1 > N_2$. Формула (7.2) действительна при $l_2 \approx l_3$.

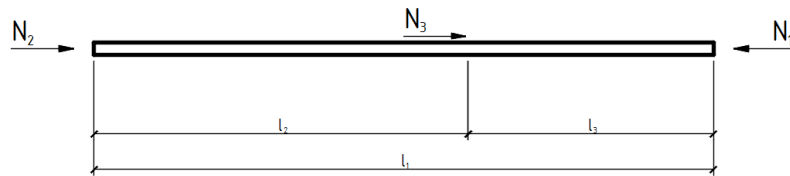


Рис. 7.7. К определению расчётной длины стержня с переменным осевым усилием.

Подбор сечений стержней ферм

Требуемая площадь и радиусы инерции сечений растянутых стержней определяются по следующим формулам:

$$A_{\text{тр}} = N/R_y, \quad i_{\text{хтр}} = I_x/\lambda_{\text{пр}}, \quad i_{\text{утр}} = I_y/\lambda_{\text{пр}}, \quad (7.6)$$

где $\lambda_{\text{пр}}$ - предельная гибкость. Для растянутых стержней при статической нагрузке гибкость ограничивается только в вертикальной плоскости и равна 400, а при динамической в обеих плоскостях - 250 для поясов и опорных раскосов и 300...350 для прочих стержней. Ограничение гибкости здесь продиктовано предотвращением искривлений от случайных воздействий, провисаний от собственного веса и вибраций от динамических нагрузок.

По характеристикам, найденным по формулам (7.6) принимается соответствующий размер профиля, имеющий характеристики не меньше требуемых. При этом для ферм из труб необходимо учитывать следующие рекомендации:

- диаметр трубы для стержней решетки должен находиться в пределах: $(0.1...1) \cdot D_{\text{п}}$, а ширина трубы ($b_{\text{п}}$) для раскосов и стоек ферм из прямоугольных труб: $0.6b_{\text{п}}...[b_{\text{п}} - 2(t_{\text{п}} + t_{\text{р}})]$ (значения использованных символов см. рис. 7.6 б, в);

- толщина стенки труб должна быть не меньше 3 мм;

отношение диаметра трубы к толщине стенки не должно быть больше значений, указанных в таблице 7.1, а отношение наибольшего размера прямоугольной трубы ("h" или "b") к толщине не более 45 для поясов и 60 для решетки.

Для сжатых стержней из уголков и тавров вначале задаются гибкостью (λ) в пределах 80...100 для поясов, опорных раскосов и стоек и 100...120 для прочих

элементов решетки. Затем определяются площадь поперечного сечения и радиусы инерций:

$$A_{\text{тр}} = N \cdot \gamma_n / \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c, \quad i_{\text{хтр}} = I_x / \lambda, \quad i_{\text{yтр}} = I_y / \lambda. \quad (7.7)$$

После этого по сортаменту принимают соответствующий профиль. Для сжатых стержней из труб оптимальный средний диаметр ($D_{\text{ср}}$) и ширина прямоугольной трубы определяются по формулам:

$$D_{\text{ср}} = 0.12 \left((N \cdot \Pi / \sqrt{R_y})^3 \cdot l_{\text{эф}}^2 \right)^{1/8}; \quad (7.8)$$

$$b = 0.15 \left((N \cdot \Pi / \sqrt{R_y})^3 \cdot l_y^2 / (3\alpha^2 + 4\alpha + 1) \right)^{1/8}, \quad (7.9)$$

где Π - предельное отношение диаметра (ширины) трубы к толщине, определяемые для круглых труб по таблице 7.1, а для прямоугольных $\Pi = 45$ для поясов и опорных раскосов и стоек и $\Pi = 60$ для прочих стержней решетки; α - отношение высоты прямоугольной трубы к ее ширине, определяемое в зависимости от соотношения расчетных длин:

$$\alpha = \sqrt[3]{(l_x / l_y)^4}, \quad (7.10)$$

где l_x, l_y - расчетные длины, соответственно, в плоскости и из плоскости фермы ($l_y \geq l_x$). В формулах (7.8) и (7.9) осевое усилие подставляется в "МН", расчетное сопротивление в МПа, расчетная длина в "м".

Таблица 7.1

Предельные отношения диаметра к толщине

Значение предела текучности, МПа	Для поясов	Для решетки	
		при сжатии	при растяжении
<295	40	90	90
295...390	35	80	
>390	30	70	

Другие размеры труб определяются следующим образом: толщина круглой трубы: $t = D_{\text{ср}} / \Pi$, тоже прямоугольной: $t = b / \Pi$, высота прямоугольной трубы: $h = \alpha \cdot b$. После этого по сортаменту принимается труба, имеющая размеры ближайšie к найденным значениям. При этом должны быть соблюдены рекомендации, указанные

выше (см. подбор растянутых стержней). Принятая труба проверяется на общую устойчивость:

$$\sigma = N/\varphi \cdot A \leq R_y, \quad (7.11)$$

местную устойчивость:

$$D/t \leq \Pi; \quad b/t \leq \Pi \quad (7.12)$$

и по гибкости:

$$l_{\max}/i \leq \lambda_{\text{пр}}, \quad (7.13)$$

где $\lambda_{\text{пр}}$ - предельная гибкость. Для сжатых поясов, опорных раскосов и стоек предельная гибкость равна: $180 - 60\alpha_1$, тоже для прочих элементов решетки: $210 - 60\alpha_1$, где $\alpha_1 = N/(\varphi \cdot A \cdot R_y)$.

Конструирование и расчет рядовых узлов ферм

Конструктивное решение узлов ферм зависит, прежде всего, от вида используемых профилей. На рис. 7.6 а изображен узел фермы со стержнями из спаренных уголков. При конструировании этого узла, также как и узлов из других профилей следует стремиться к тому, чтобы оси сопрягаемых стержней пересекались в одной точке.

Для снижения влияния сварочных напряжений расстояние между сопрягаемыми уголками (размер "а") не должен быть меньше $6t_{\text{ф}} - 20$ мм, но и не больше 80 мм. Здесь " $t_{\text{ф}}$ " - толщина фасонки, назначаемая по наибольшему усилию в стержнях решетки. При усилиях в пределах (150...1800) кН толщина фасонки назначается в интервале (6...20) мм. Размеры фасонки определяются длинами сварных швов, прикрепляющих уголки к фасонке. Сварные швы, прикрепляющие поясные уголки к фасонке, рассчитываются на равнодействующее усилие равное: $\sqrt{P^2 + (N_2 - N_1)^2}$. В пределах одного узла рекомендуется использовать сварные швы с катетом одного значения. Учитывая сложное напряженное состояние в фасонках, а также значимость сварочных напряжений в узлах ферм, рекомендуется сталь для фасонки принимать как для конструкций 1-ой группы (применение сталей С235 и С245 не допускается).

Узлы ферм из круглых и прямоугольных труб приведены соответственно на рис. 7.6 б и в. При действии на поясную трубу сосредоточенной нагрузки следует предусматривать распределительные детали в виде пластин для прямоугольных труб и отрезков трубы для круглых. Вместо отрезков труб могут быть использованы отрезки швеллеров (см. рис. 7.8 а). Если в узле происходит наложение труб решетки

(см. рис. 7.8 а), то "пропускаемой" является труба большего размера, при этом сварной шов на участке, перекрываемом другой трубой, может отсутствовать.

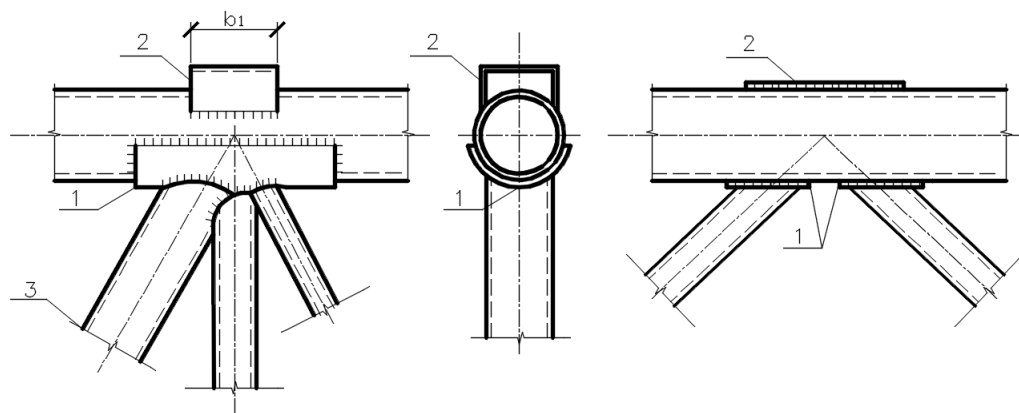


Рис. 7.8. Узлы ферм из труб с элементами усиления: 1-накладка; 2-распределительная деталь; 3- пропускаемая труба.

При конструировании узлов ферм с поясами из тавров следует стремиться к бесфасоночному варианту. Если высоты стенки тавра не достаточно для расположения сварных швов, прикрепляющих стержни решетки, то добавляется фасонка, именно такой вариант узла изображен на рис. 7.6 г.

Расчет узлов ферм из сдвоенных уголков и тавров сводится к определению размеров сварных швов. Для узлов ферм из круглых труб выполняются следующие расчеты:

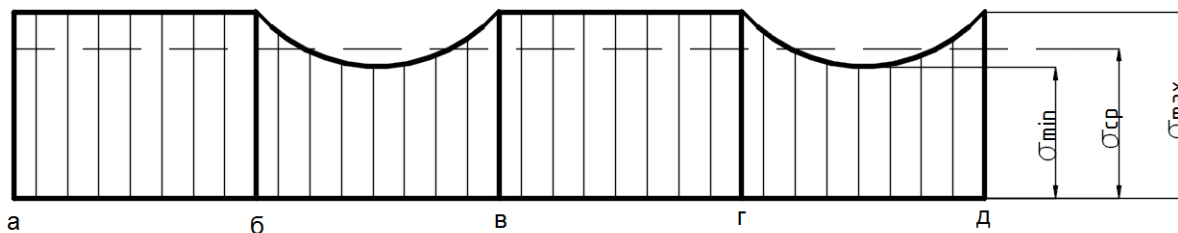
- расчет на продавливание поясной трубы от совокупности воздействий, передаваемых примыкающими стержнями решетки;
- расчет на прочность примыкания каждого элемента решетки к поясу;
- расчет на прочность сварных швов.

Последние два расчета выполняются и для узлов ферм из прямоугольных труб. Кроме того, узлы из прямоугольных труб рассчитываются:

- 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 $b_p/b_n \leq 0.85$).

Расчеты на прочность стержней решетки в местах примыкания к поясам обусловлены разной сопротивляемостью участков поясной трубы по периметру примыкания, что влечет за собой неравномерное распределение напряжений (см. рис. 7.9). Т.е. при среднем напряжении (σ_{cp}), не превышающем расчетного

сопротивления (это контролируется на стадии подбора сечения стержня решетки), наибольшее напряжение в месте примыкания (σ_{\max}) может превышать этот предел. Формулы по расчету узлов ферм из труб приведены в [7] и [12]. На рис. 7.8 приведены варианты узлов ферм из труб с элементами усиления.



Ри

с. 7.9. Распределение напряжений по периметру примыкающей прямоугольной трубы раскоса к поясной трубе. Расположение точек а, б, в, г см. рис 7.6г.

Опорные узлы ферм

Сопряжение ферм с колоннами может быть жестким или шарнирным. На рис. 7.10 приведены возможные конструктивные решения опорных узлов при жестком сопряжении. Узел на рис. 7.10 а соответствует ферме, изображенной на рис. 7.1 - с восходящим (сжатым) опорным раскосом. В первом случае вертикальное опорное давление передается на колонну нижней частью опорного узла, а во втором - верхней частью. Кроме вертикального опорного давления в опорных узлах при жестком сопряжении действуют также горизонтальные усилия (N_1 и N_2), являющиеся парами сил от опорных моментов. При расчете сварных швов используется большее из этих двух усилий, которое в дальнейшем будет обозначено N_{\max} , а расчет болтов выполняется на усилие, которое отрывает ферму от колонны, в дальнейшем оно будет обозначено через N_0 .

Фланцевые соединения, используемые в опорных узлах, изображенных на рис. 7.10 и работающие на растяжение, проектируются с применением высокопрочных болтов, а сами фланцы изготавливаются из низколегированных сталей с гарантированными механическими свойствами в направлении толщины проката (09Г2С-15, 14Г2АФ-15). Требуемая площадь "нетто" сечения одного болта ($A_{\text{бп}}$) определяется из проверочной формулы:

$$N_1 \leq N_6, \quad (7.14)$$

где N_1 - усилие, приходящееся на один болт. В общем случае, это усилие определяется по формуле:

$$N_1 = H_0/n + H_0 \cdot e_\delta \cdot h_1/n_1 \cdot \sum h_i^2, \quad (7.15)$$

где n , n_1 - соответственно общее количество болтов и количество болтов в горизонтальном ряду; e_δ - расстояние от центра болтового соединения до центра узла (см. рис. 7.10а); h_i - расстояние от оси вращения до рассматриваемого болта. На рис. 7.10а за ось вращения принята линия проходящая через крайние верхние болты.

Расчетное усилие при растяжении одного высокопрочного болта (N_δ) равно:

$$N_\delta = 0.9 \cdot R_{bh} \cdot A_{bn} \quad (7.16)$$

где R_{bh} - расчетное сопротивление металла болта при растяжении. Предварительное натяжение болта принимается равным " N_δ ".

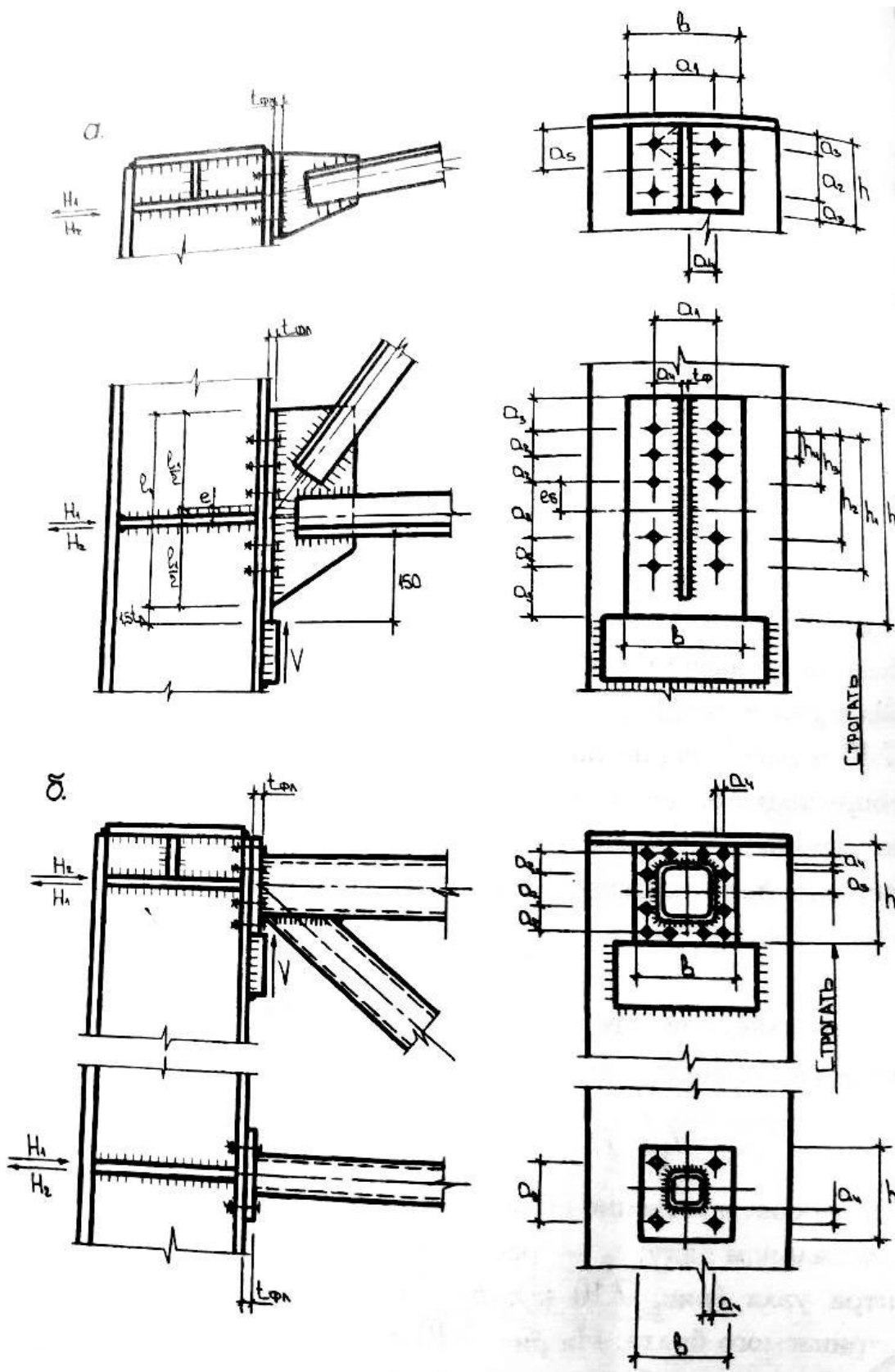


Рис. 7.10.

Опорные узлы ферм: а- из парных уголков; б- из прямоугольных труб.

Как правило в опорных узлах где нет вертикальной опорной реакции (см. рис.7.10б и рис.7.10а) $e_6=0$. Для этих узлов принимается $n=4$, а $n_1=2$.

Длина (h) и ширина (b) опорных фланцев определяются из конструктивных соображений: исходя из размера фасонки, размеров поясных труб (для узла на рис.7.10б) и размещения болтов. Толщина фланцев определяется из условия прочности при изгибе ($M/W \leq R_y$):

$$t_{фл} \geq (6 \cdot M / (R_y \cdot a_5))^{1/2}, \quad (7.17)$$

где a_5 - для узла на рис.7.10а это меньшее значение из двух сумм: a_2+a_4 или $a_3+a_2/2$; для узла на рис. 7.10б это меньшее значение из двух размеров: a_2 или $2a_4$.

Значение изгибающего момента определяется с учетом защемления:

$$M = N_1 \cdot a_4 / 2. \quad (7.18a)$$

Для нижней части узла на рис.7.10а и верхней части на рис.7.10б должно соблюдаться условие:

$$t_{ф} \geq V / R_p \cdot b, \quad (7.18)$$

где R_p - расчетное сопротивление смятию торцовой поверхности при наличие пригонки;

V - вертикальная опорная реакция.

Прочность сварных швов, прикрепляющих опорные фланцы к стержням ферм в общем случае проверяется на действие трех усилий: нормального усилия (N_{max}), изгибающего момента ($N_{max} \cdot e$) и вертикальной опорной реакции (V). Появление изгибающего момента здесь обусловлено несовпадением центра узла с серединой сварного шва. Проверочная формула имеет следующий вид:

$$[(N_{max} + 6 \cdot N_{max} \cdot e / (l_1 - 1 \text{ см}))^2 + V^2]^{1/2} / [2\beta_f \cdot K_f (l_1 - 1 \text{ см})] \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf}, \quad (7.19)$$

где e - эксцентриситет приложения усилия N_{max} относительно середины сварного шва (см. рис.7.10а). Если $N_{max}=N_0$, то вместо "e" принимается " e_6 ". Для узла на рис. 7.10б и для верхней части узла на рис.7.10а $e=e_6=0$. Опорная реакция (V) учитывается при расчете только нижней части узла на рис. 7.10 а и верхней - на рис.7.10б. При расчете узла на рис.7.10б значение " l_1 " принимается равным половине периметра трубы.

Для нижней части узла на рис.7.10а следует выполнить также проверку прочности фасонки по приведенному напряжению:

$$((N_{max} + 6N_{max} \cdot e / l_1)^2 + 3V^2)^{1/2} / (t_{ф} \cdot l_1) \leq 1.15 \cdot R_y. \quad (7.20)$$

Размер " l_1 " для этого узла определяется размером опорной фасонки. Размеры опорного столика ($t_{ст}$, $b_{ст}$, $h_{ст}$) назначаются точно также, как для балок (см. 5.7.8). Конструктивные решения опорных узлов ферм из других профилей выполняются аналогично.

При шарнирном сопряжении конструктивное решение опорных узлов ферм сохраняется. Отличие состоит в том, что ферма прикрепляется к надколоннику, который устанавливается на колонну сверху и соединяется с ней шарнирно. При расчете шарнирных узлов усилия " H_1 " и " H_2 " принимаются в вышеприведенных формулах равными нулю.

Монтажные узлы ферм

Для обеспечения большей транспортабельности фермы пролетом более 15 м, как правило, членятся на две и более отправочные марки. На строительной площадке отправочные марки объединяются в единую конструкцию и затем монтируются в проектное положение. При этом, точность и надежность сборки определяется конструктивным решением монтажных узлов. На рис.7.11 приведены монтажные узлы ферм из парных уголков и прямоугольных труб при их членении на две отправочные марки (полуфермы).

Конструктивное решение монтажного узла должно быть таким, чтобы отправочные марки были бы идентичными. Этому требованию отвечает конструкция узла на рис.7.11а. Узловая фасонка разрезается на две одинаковые детали, а передача усилия с одной полуфермы на другую осуществляется с помощью вертикальных и горизонтальных накладок. При этом одна вертикальная накладка приваривается на заводе к правой полуферме, а другая к левой, соответственно, на монтажной площадке наоборот: первая приваривается к левой, а вторая к правой полуферме (на рис.7.11 заводской шов показан "ресничками", а монтажный - крестиками). Горизонтальные накладки привариваются к левой и правой полуферме на монтажной площадке. Болты в узле предусмотрены только для сборки. После сварки они могут быть сняты. Деталь 4 предусматривается, если это требуется, для крепления элементов связей. При конструировании монтажных узлов следует учитывать требования, приведенные для рядовых узлов. Монтажный узел ферм из труб решается с помощью фланцев и болтов. Между фланцами вставляется прокладка, которая используется для крепления центральной стойки и элементов связей.

Расчет монтажных узлов производится, как правило, из условия равнопрочности. Расчетное усилие для соединительных деталей и сварных швов принимается равным несущей способности соединяемых стержней по прочности. Усилие в поясных стержнях и в раскосах равно:

$$N_n = 1.2A_n R_y; \quad N_p = 1.2A_p R_y, \quad (7.21)$$

где A_n и A_p - соответственно площадь сечения пояса и раскоса; 1.2 - коэффициент, учитывающий сложное напряженное состояние в узле.

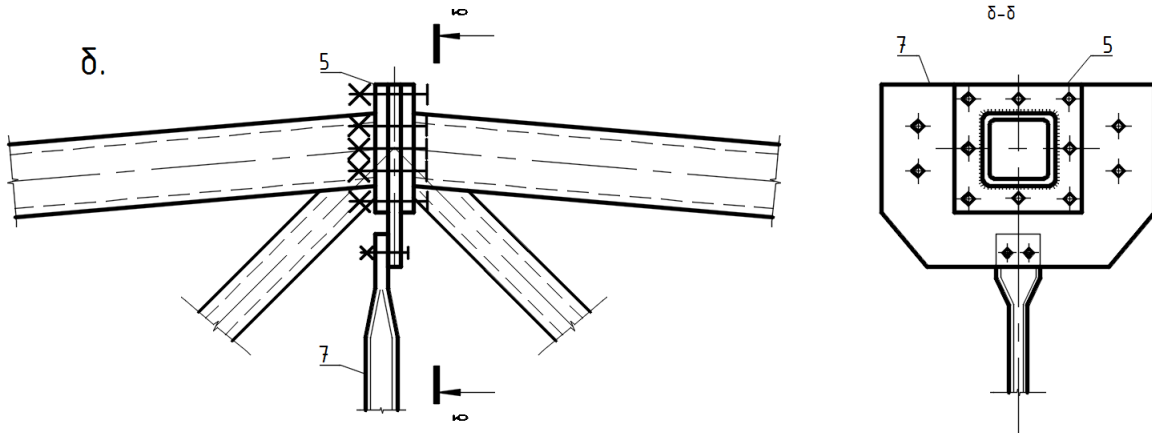
Усилие с одной полуфермы из парных уголков передается на другую полуферму через горизонтальные и вертикальные накладки. Усилие, приходящее на вертикальные накладки, ограничивается высотой части фасонки, вовлекаемой в передачу этого усилия, которая, в данном случае, равна удвоенному размеру вертикальной полки поясного уголка (b_{n1}). Тогда условие прочности в сечении "а-а" будет иметь следующий вид:

$$N_n \leq (2A_n + 2b_{n1} \cdot t_f) R_y \quad (7.22)$$

где A_n - площадь сечения одной накладки; t_f - толщина фасонки.

Из (7.22) можно найти требуемую площадь сечения одной накладки:

$$A_{нтр} \geq N_n / 2R_y - b_{n1} \cdot t_f. \quad (7.23)$$



Ри
с. 7.11. Монтажные узлы ферм: а- из парных уголков; б- из прямоугольных труб; 1- вертикальные накладки; 2- накладки по верхнему поясу; 3- фасонка; 4- детали для крепления связей; 5- фланец; 6- прокладка; 7- стойка.

Ширина и толщина горизонтальных накладок назначаются с учетом найденного значения требуемой площади и, кроме того, следует учесть еще два условия:

$$A_n \geq b_{n2} \cdot t_{yr}; \quad b_n \geq b_{n2} + (10 \dots 20) \text{ мм}, \quad (7.24)$$

где $b_{п2}$ и t_{y2} - соответственно ширина горизонтальной полки поясного уголка и толщина уголка. Тогда усилие в накладке, на которое рассчитываются сварные швы №1 и №2 (см. рис. 7.11а) будет равно:

$$N_H = N_n / (2 + 2 \cdot b_{п1} \cdot t_f / b_n \cdot t_n). \quad (7.25)$$

Предполагается, что усилие N_H распределяется между швами №1 и №2 поровну. Сварные швы №3 и №4 рассчитываются на наибольшее усилие: $N_{\phi} = N_n - 2N_H$ или $N_{\phi} = N_n / 2$. Толщина вертикальной накладки принимается, как правило, равной толщине фасонки, а высота определяется длиной сварных швов №5, которые рассчитываются на равнодействующее усилие:

$$N_{равн} = \sqrt{(N_f + N_p \cdot \cos\beta)^2 + (P/2)^2}. \quad (7.26)$$

Высота вертикальной накладки должна быть на меньше $2b_{п1}$. Ширина вертикальной накладки определяется длиной сварного шва №6, а также размещением болтов, диаметр и количество которых назначается без расчета: $d=16...20$ мм, $n=4$. Монтажный узел нижнего пояса конструируется и рассчитывается аналогично узлу верхнего пояса.

В монтажном узле верхнего сжатого пояса ферм из труб (см. рис.7.11б) рассчитываются только сварные швы, прикрепляющие фланцы к трубам. Все остальные детали назначаются без расчета. В монтажном узле нижнего пояса ферм из труб усилие с одной полуфермы на другую передаются через сварные швы, фланцы и болты. Расчет фланцевого соединения производится по аналогии с расчетом опорного узла ферм из труб (см. выше). Монтажный узел ферм с поясами из тавров может быть выполнен как с помощью накладок, так и с помощью фланцев. В первом случае конструирование и расчет выполняется по аналогии с узлом на рис.7.11а, а во втором - по аналогии с узлом на рис.7.11б.

VIII. ОДНОЭТАЖНЫЕ ПРОМЫШЛЕННЫЕ ЗДАНИЯ

Общая характеристика промзданий

Примерно 65% промышленных зданий являются одноэтажными, что обусловлено, прежде всего, их лучшими экономическими показателями и преимуществами при эксплуатации. Кроме того, в одноэтажных зданиях значительно проще решаются вопросы реконструкции, естественного освещения и аэрации. Как правило, одноэтажные промздания оборудуются мостовыми или подвесными грузоподъемными кранами.

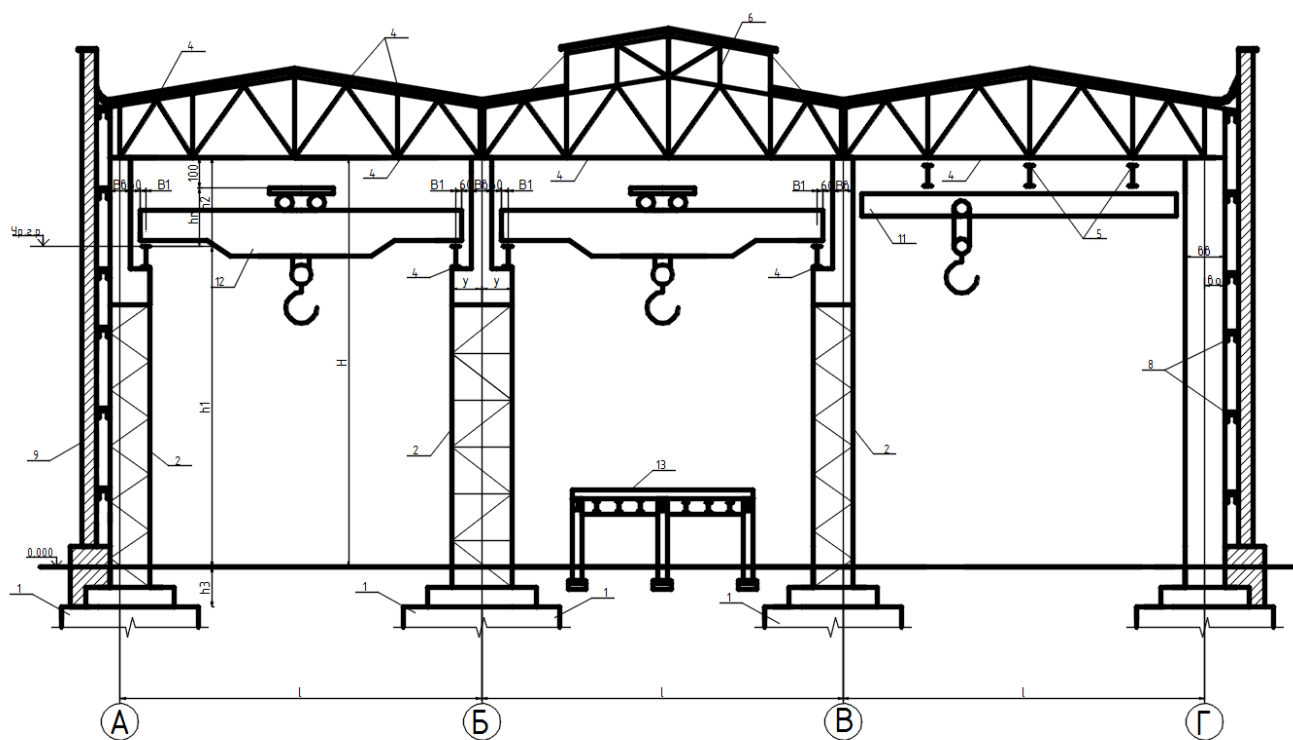


Рис. 8.1. Поперечный разрез трёхпролётного промздания: 1- фундаменты; 2- колонны; 3- фермы; 4- подкрановые балки; 5- подвесные пути; 6- П-образный светоаэрационный фонарь; 7- прогоны покрытия; 8- фахверк; 9- стены; 10- кровля; 11- подвесной кран; 12- мостовой кран; 13- технологическая площадка.

Каркас промышленных зданий состоит из поперечных и продольных конструкций. К поперечным конструкциям (см. рис. 8.1) относятся: фундаменты, 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 промзданий 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 промзданиям: это, прежде всего, удовлетворение условиям эксплуатации, долговечность и экономичность. Кроме этого, при проектировании учитываются требования типизации и индустриализации.

Основы компоновочных и конструктивных решений

При большой длине и ширине промздания членятся на температурные отсеки. Это делается, чтобы уменьшить напряжение в конструктивных элементах (прежде всего, в колоннах) при изменении температуры. Размеры температурных отсеков назначаются таким образом, чтобы напряжениями от температурных деформаций в колоннах можно было пренебречь. Первой величиной, учитываемой при назначении размеров температурных отсеков является возможный перепад температуры в процессе эксплуатации. В свою очередь, это зависит от района строительства и условий эксплуатации (отапливаемое или не отапливаемое здание). Для отапливаемого здания перепад температуры будет меньше, следовательно, размер температурного отсека будет больше, чем для неотапливаемого здания. Кроме того, учитывается жесткость колонн - чем больше жесткость, тем меньше должны быть температурные перемещения, т.е. тем меньше должен быть размер температурного отсека. Поэтому в продольном направлении, где жесткость колонн значительно меньше, размер температурного отсека будет значительно больше, чем в поперечном направлении.

Линия, по которой сопрягаются температурные отсеки, называется температурным швом. Поперечный температурный шов совмещается с поперечной координатной осью, а продольный располагается между сдвоенными продольными координатными осями. Вдоль температурных швов устраивается сдвоенный ряд колонн, привязка которых показана на рис.8.2. Сдвоенные ряды колонн обеспечивают независимость температурных деформаций в каждом температурном отсеке. У торцов здания колонны следует смещать на 500 мм с поперечной координатной оси. Это делается для удобства угловых сопряжений стеновых элементов. Размер привязки равный 500 мм допускается увеличивать до значений кратных 250 мм

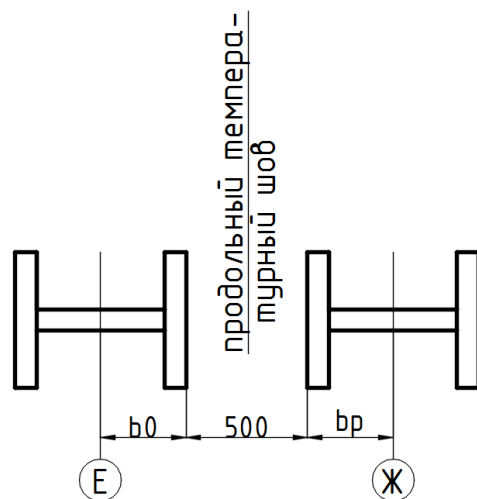


Рис. 8.2. Расположение колонн у температурного шва: а- у продольного шва; б- у поперечного шва.

Конструктивные решения покрытий

Конструктивные варианты покрытий промзданий приведены на рис.8.3. По первому варианту (рис.8.3а) на стропильные фермы или балки монтируются прогоны с шагом 3 м, по которым укладываются листы профнастила 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.8.3б). 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. Наиболее экономичные варианты покрытия приведены на рис.8.3в,г. Здесь несущими и ограждающими элементами служат панели-оболочки "на пролет". Ширина таких панелей равна 3 м, а длина равна пролету здания. Панели-оболочки могут опираться на подстропильные балки или фермы, а могут самостоятельно образовывать подстропильную конструкцию, как это показано на рис.8.3г.

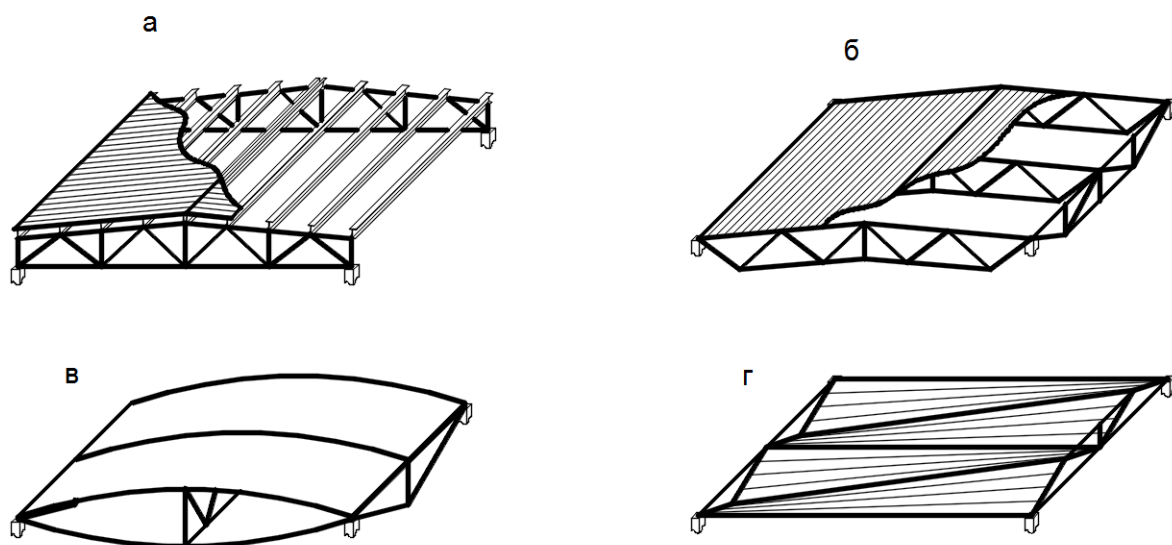


Рис. 8.3. Конструктивные варианты покрытий: а- прогонное покрытие; б- беспрогонное покрытие; в- покрытие из цилиндрических панелей-оболочек; г- покрытие из гиперболических панелей-оболочек «на пролёт»; 1- стропильные фермы; 2- прогоны; 3- профилированный настил; 4- подстропильная ферма; 5- цилиндрические панели покрытия; 6- гиперболические панели-оболочки; 7- распорки.

Цилиндрическая панель-оболочка образуется на основе стального профилированного настила. В процессе формообразования профнастилу придается изогнутая (цилиндрическая) форма, которая фиксируется с помощью ширенгельного подкрепления. На рис.8.3в изображена ячейка покрытия из 2-х панелей-оболочек. По расходу металла цилиндрическая панель-оболочка имеет наилучшие показатели. Гиперболическая панель-оболочка также образуется на основе стального профнастила, которому в этом случае придается форма гиперболического параболоида. Такая форма способствует наилучшему распределению усилий в конструкции и придает интерьеру здания выразительный и своеобразный вид. На рис.8.3г изображена ячейка покрытия из 4-х панелей-оболочек. Применение панелей-оболочек резко снижает количество монтажных элементов, предопределяет прогрессивный блочный монтаж покрытия, позволяет большую часть кровельных работ выполнять внизу, на строительной площадке или на заводе-изготовителе. Кроме того, панели-оболочки уменьшают строительную высоту покрытия, тем самым снижают эксплуатационные расходы[6].

Покрытия промзданий могут быть оборудованы свето-аэрационными П-образными (см. рис.8.1) 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.

Стены. Фахверк

Для стенового заполнения в промзданиях, как правило, используют железобетонные или трехслойные с металлической обшивкой панели 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). В таблице 8.1 приведены технико-экономические показатели вариантов стенового заполнения.

Фахверк служит для поддержания стенового заполнения и оформления проемов. Фахверк включает в себя систему конструктивных элементов, состоящую из стоек, ригелей и распорок. На рис.8.4 приведено конструктивное решение торцевого фахверка, состоящего из стоек и ригелей, для стенового заполнения 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. А частота расположения ригелей - от несущей способности, т.к. расстояние между ригелями является пролетом для вертикально расположенной стеновой панели, воспринимающей ветровую нагрузку. Соединение фахверковых стоек с фермой покрытия осуществляется с помощью листового шарнира, отличительной особенностью которого является способность передавать на ригель покрытия (ферму) только горизонтальные усилия.

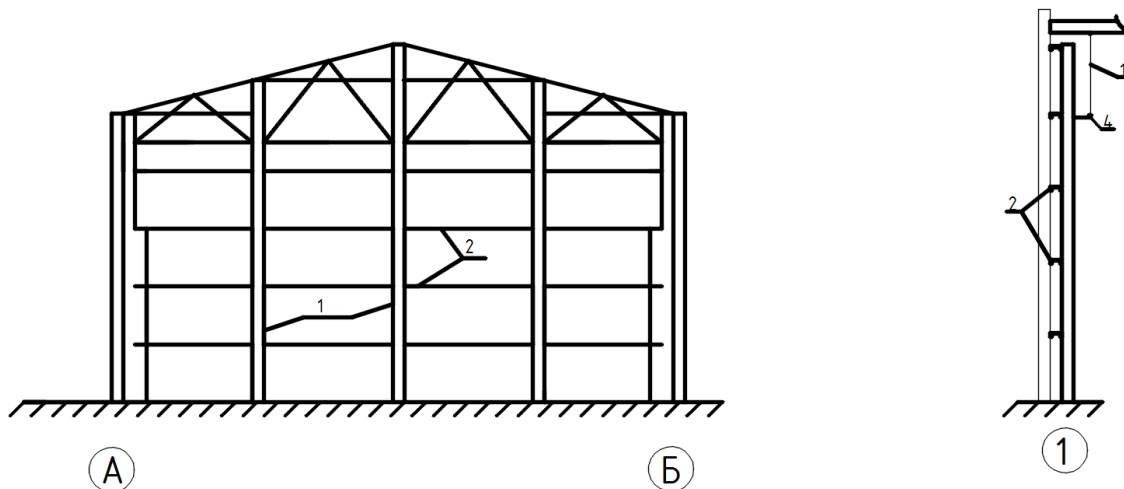


Рис.8.4. Элементы торцевого фахверка: 1- стойка; 2- ригели; 3-ферма; 4-листовой шарнир.

Элементы фахверка воспринимают ветровую нагрузку и нагрузку от собственного веса и веса стенового заполнения. Стойки фахверка рассчитываются как внецентренно сжатые элементы, а ригели как элементы изгибаемые в двух плоскостях с учетом возможного кручения.

Таблица 8.1

Технико-экономические показатели стенового заполнения

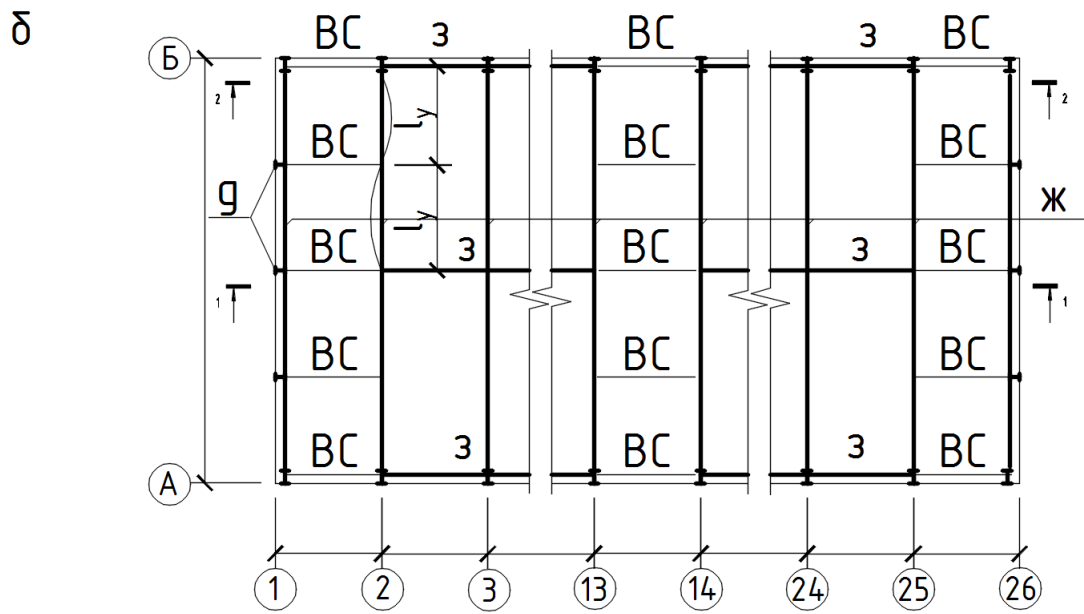
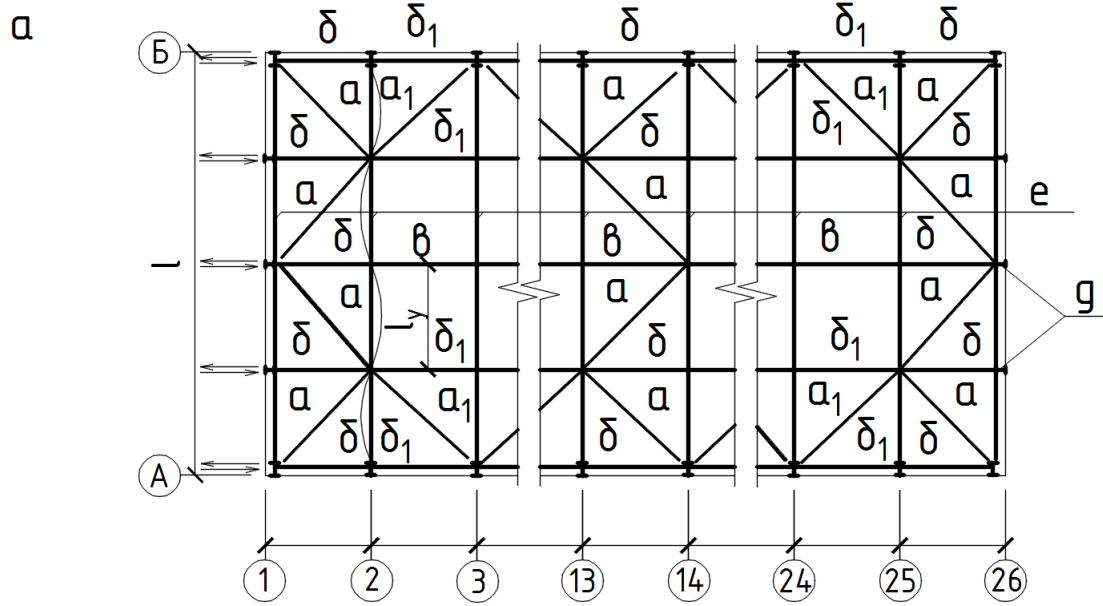
№ п/п	Вид стенового заполнения	Расход стали, кг/м ²	Трудозатраты на строит. площадке, чел.час/м ²	Стоимость “в деле”, %
1	из кирпича (толщиной 51 см)	–	3	100
2	из железобетонных панелей	4.4	1.25	118
3	из 3-х слойных панелей заводского изготовления	16.3	1.09	140
4	из 3-х слойных панелей-карт полистовой сборки	20,4	1.8	128

Связи

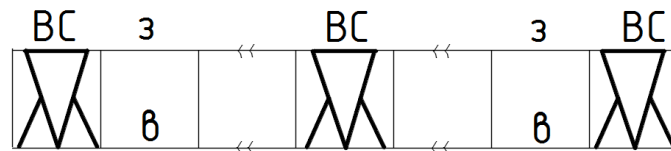
Различают связи горизонтальные и вертикальные. В свою очередь, горизонтальные связи подразделяются на поперечные и продольные, а вертикальные - на связи между фермами и между колоннами.

Поперечные горизонтальные связи предназначены для восприятия ветровой нагрузки, действующей на торец здания. В дальнейшем эта нагрузка передается через другие конструктивные элементы на основание. Кроме того, поперечные горизонтальные связи служат для уменьшения расчетной длины поясов фермы в горизонтальной плоскости. Поперечные горизонтальные связи устанавливаются у торцов температурных отсеков в уровне нижних поясов ригелей (ферм). Если длина температурного отсека превышает 144 м, то связи ставят еще и в середине температурного отсека для повышения общей жесткости диска покрытия (см. рис. 8.5а). Связевые элементы (на рис.8.5а они обозначены "а" и "б") совместно с нижними поясами стропильных ферм или балок образуют горизонтально расположенные связевые фермы, обладающие определенной несущей способностью и жесткостью. При этом расчетная длина (l_y) нижнего пояса стропильной фермы в горизонтальной плоскости будет равна расстоянию между узлами связевой фермы. 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 (на рис. 8.5 а они обозначены буквой "в").

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.8.5а) все элементы считаются сжатыми. При крестообразной решетке 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.



1-1



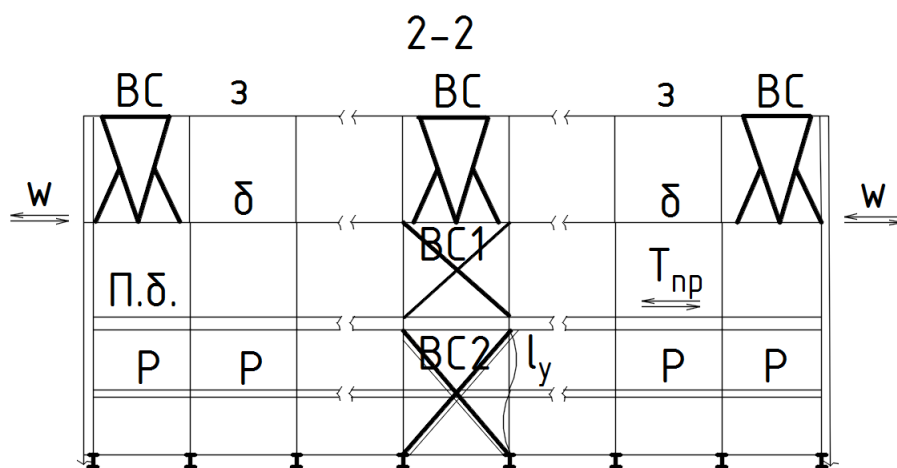


Рис. 8.5. Схемы связей в пределах температурного отсека: а- схема горизонтальных связей; схем вертикальных связей. Обозначения: а, б- элементы поперечных связей; а₁, б₁- элементы продольных связей; в, з- распорки; д- стойки торцевого фахверка; е, ж- нижний и верхний пояса стропильных ферм; ВС- вертикальные связи между фермами; ВС1- вертикальные связи между колоннами выше подкрановых балок; ВС2 тоже ниже подкрановых балок; Р- распорки между колоннами.

Продольные горизонтальные связи обеспечивают совместную работу поперечных рам здания при действии горизонтальной поперечной нагрузки, распределенной неравномерно по длине здания. К таким нагрузкам относится, прежде всего, нагрузка, возникающая при торможении тележки грузоподъемного крана (см. § 8.4.1). Продольные связи располагаются вдоль крайних рядов колонн (на рис. 8.5а элементы продольных связей обозначены через а₁ и б₁). В зданиях, с числом пролетов более трех, продольные горизонтальные связи следует размещать также вдоль средних рядов колонн и не реже, чем через пролет в зданиях с тяжелым и весьма тяжелым режимом работы и через два пролета в прочих зданиях. 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.

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. 8.5б). 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.

Расчетная длина в горизонтальной плоскости (l_y) верхнего пояса ферм, между которыми расположены вертикальные связи, равна шагу этих связей (на рис. 8.5б деформированная ось верхнего пояса показана штриховой линией). Расчетная длина верхнего пояса других ферм уменьшается присоединением их к вертикальным связям распорками, прогонами или элементами, их заменяющими.

Вертикальные связи проектируются в виде фермочек заводского изготовления, сечения элементов которых подбираются по предельной гибкости (см. выше). В местах установки вертикальных связей элементы "б" горизонтальных связей не ставятся.

Для покрытий зданий с применением панелей-оболочек на пролет поперечные и продольные горизонтальные связи, а также вертикальные связи в пределах покрытия не требуются.

Вертикальные связи между колоннами обеспечивают продольную устойчивость колонн, воспринимают продольные усилия от ветра (W) и крана ($T_{кр}$), уменьшают расчетную длину колонн в продольном направлении (из плоскости поперечной рамы). Вертикальные связи между колоннами располагают в средней части температурного отсека (см. рис. 8.5 б, разрез 2-2) с тем, чтобы не препятствовать температурным деформациям. Рекомендуется, чтобы расстояние от торца температурного отсека до вертикальных связей между колоннами не превышало 90 м для отапливаемых зданий и 75 м для неотапливаемых.

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 рис. 8.5б, разрез 2-2 они показаны сплошной и штриховой линией) и располагаются в плоскости каждой ветви подкрановой части колонн. Сечение вертикальных связей подбирается в большинстве случаев по предельной гибкости. В зданиях с тяжелым и весьма тяжелым режимом работы связи между колоннами рассчитывается по жесткости: 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.

Определение размеров поперечной рамы здания

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. 8.6а). Надкрановая часть колонн всегда сплошностенчатая, а подкрановая - также может быть сплошностенчатой, если ее ширина (b_n) не превышает 1м, 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.8.6а этот размер обозначен символом h_1 . Расстояние от ур. г. р. до низа стропильных конструкций определяется как сумма: $h_2=h_k+f+100\text{мм}$, где h_k - вертикальный габарит крана, f - прогиб ригеля, 100 мм - зазор безопасности между низом ригеля и верхом грузоподъемного крана. Полезная высота здания (H) равная сумме h_1 и h_2 , исходя из требований унификации, должна быть кратной 600 мм. Высота надкрановой (h_b) и подкрановой (h_n) частей колонны определяются по формулам:

$$h_b=h_2+a ; \quad h_n=H-h_b+h_3 \quad (8.1)$$

где a - суммарная высота подкрановой балки и подкранового рельса; h_3 - заглубление фундамента. Как правило $h_3=0.6...1$ м.

Привязка крайних колонн к координатным осям (b_0) может иметь три значения: 0, 250 и 500 мм. Чем больше поперечная нагрузка, тем больше значение привязки. Нулевая привязка рекомендуется при следующих параметрах: грузоподъемность крана не более 30 т, уровень головки рельса не более 10 м, шаг колонн 6м. Привязка равная 500мм соответственно: при грузоподъемности кранов более 80 т, при h_1 более 18 м и шаге колонны 12 м и более. В остальных случаях привязка принимается равной 250 мм. После подбора сечения надкрановой части колонны и соответствующих проверок возможна корректировка принятого значения привязки.

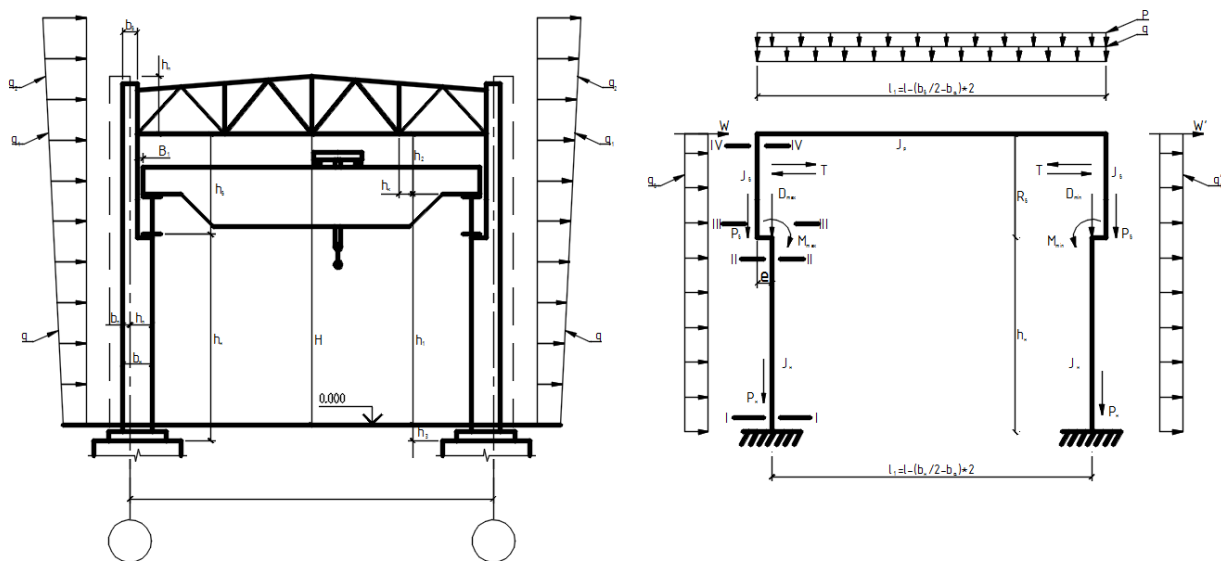


Рис. 8.6. Поперечный разрез здания(а) и соответствующая ему расчётная схема (б)
 Ширина (высота сечения) надкрановой части крайней колонны (b_v) назначается исходя из следующих трех условий:

$$b_v \geq h_v/12; \quad b_v \leq \lambda - B_1 + b_o + 60\text{м}; \quad b_v = 400 \dots 1000\text{мм}, \quad (8.2)$$

где λ имеет значения 750, 1000 и 1250 мм, соответственно, при кранах грузоподъемностью 20...50 т, 80...125 т и более 125; B_1 - размер крана (см. рис. 8.6) определяется по нормативным документам. Первое условие продиктовано требованиями по обеспечению минимальной жесткости, второе - обеспечением проезда крана между колоннами (60 мм это минимальный зазор между колонной и мостом крана), третье обусловлено опытом проектирования. Для средних колонн и при наличии кранов с двух сторон ширина надкрановой части принимается равной:

$$b_v^1 = 2(b_v - b_o) \quad (8.3)$$

Ширина подкрановой части крайних и средних колонн (b_n) соответственно равна:

$$b_n = b_o + \lambda; \quad b_n = 2\lambda, \quad (8.4)$$

но не менее $(h_b + h_n)/20$.

Для колонн постоянного сечения без консолей и с консолями (такие колонны используются при кранах грузоподъемностью до 20 т) высота сечения должна быть

не менее $1/20$ всей длины колонны и назначается в пределах 400...1000 мм. При этом значение привязки принимается в зависимости от высоты здания и шага колонн (см. выше).

Основы расчета поперечных рам зданий

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 наименее выгодные сочетания усилий; подбираются сечения элементов ПРЗ и производится их проверка.

На рис.8.6 приведен конструктивный поперечный разрез одноэтажного - однопролетного здания и соответствующая ему расчетная схема. В расчетной схеме конструктивные элементы обозначаются одной линией. Колонны обозначаются линиями, проходящими через центры тяжести сечений. Пролет рамы в этом случае будет равен: $L = l + 2b_a - b_g$

Несовпадение осей надкрановой и подкрановой частей колонн (e) может быть приближенно определено: $e = (b_n - b_b)/2$. Ригель также обозначается линией, проходящей через центр тяжести сечений, если сопряжение ригеля с колонной жесткое и сечение ригеля сплошнотенчатое. Если в качестве ригеля используется ферма, то при жестком сопряжении она обозначается линией, проходящей через центры тяжести сечения нижнего пояса. При шарнирном сопряжении и сплошнотенчатый и сквозной ригель обозначаются на расчетной схеме линией, проходящей через центры опорных шарниров.

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.

Нагрузка от собственного веса покрытия (g) считается равномерно распределенной вдоль ригеля рамы, а нагрузка от веса стенового заполнения и собственного веса колонн сосредоточенной (P), приложенной в уровне низа

надкрановой и подкрановой частей колонны (см. рис. 8.6б). Снеговая нагрузка также считается равномерно распределенной по ригелю рамы. Ее значение определяется по формуле:

$$p = S_0 \cdot \gamma_f \cdot \mu \cdot b, \quad (8.5)$$

где S_0 - вес снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли (зависит от района строительства); γ_f - коэффициент надежности по нагрузке ($\gamma_f = 1.4$, если $g_{0n}/S_0 \geq 0.8$, и $\gamma_f = 1.6$, если $g_{0n}/S_0 < 0.8$, где g_{0n} - нормативная нагрузка от собственного веса покрытия на 1 м^2); μ - коэффициент перехода от веса снегового покрова к нагрузке на покрытие (зависит от формы покрытия); b - шаг ригелей (ферм).

Эпюра ветровой нагрузки на поперечник здания изображена на рис. 8.6 а. Ветровая нагрузка представлена в виде положительного давления (направлена на стеновое заполнение) и отрицательного давления (направлена от стенового заполнения), значения которых определяются по формуле:

$$q = w_0 \cdot \gamma_f \cdot k \cdot c \cdot b, \quad (8.6)$$

где w_0 - скоростной напор ветра (зависит от района строительства); γ_f - коэффициент надежности по нагрузке ($\gamma_f = 1.4$); k - коэффициент, учитывающий тип местности и изменение скоростного напора ветра по высоте; c - аэродинамический коэффициент, зависящий от формы и размеров здания. Для положительного - давление $c = 0.8$, а для отрицательного - $c = 0.4 \dots 0.6$ - зависит от отношений длины здания к ширине и высоты к ширине.

Ветровая нагрузка на покрытие, как правило, не учитывается, т.к. при традиционных уклонах кровли на покрытии возникает только отрицательное давление, улучшающее работу элементов ПРЗ.

При расчете ПРЗ фактическая ветровая нагрузка заменяется равномерно распределенной (q_b, q_b') и сосредоточенной (w, w') нагрузками (см. рис.8.6б). Переход от фактической к равномерно распределенной нагрузке осуществляется из условия равенства опрокидывающих моментов относительно фундамента колонн. Опрокидывающий момент, создаваемый равномерно распределенной нагрузкой (q_b или q_b') относительно верха фундамента, должен быть таким же, как и от фактической нагрузки (q или q'). При этом фактическая нагрузка учитывается только до низа стропильных конструкций. Сосредоточенные силы (w и w') являются равнодействующими ветрового давления, действующего в пределах высоты покрытия:

$$w = (q_1 + q_2) \cdot h_{\text{п}} / 2, \quad w' = (q_1' + q_2') \cdot h_{\text{п}} / 2, \quad (8.7)$$

где $h_{\text{п}}$ - расстояние от низа стропильной фермы до верха стенового ограждения.

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. Наибольшее вертикальное давление на колонну определяется, как правило, от двух кранов с помощью линии влияния (см. рис. 8.7) по формуле:

$$D_{\text{max}} = \Psi \cdot \gamma_f [P_1 \cdot \sum y_{1i} + P_2 \cdot \sum y_{2i}] + G_{\text{п.к}}, \quad (8.8)$$

где P_1 и P_2 - наибольшие давления на колеса крана (принимаются по нормативным документам); γ_f - коэффициент надежности по нагрузке; Ψ - коэффициент сочетаний, принимаемый в зависимости от режима работы кранов (чем тяжелее режим, тем больше значения Ψ) и количества кранов, учитываемых при расчете ПРЗ (чем больше кранов, тем меньше Ψ); $\sum y_{1i}$ - $\sum y_{2i}$ - сумма ординат линии влияния соответственно под силами P_1 и P_2 . Краны следует расположить таким образом, чтобы сумма ординат была наибольшей. Необходимые при этом расстояния между колесами крана и ширина моста крана принимаются по нормативным документам; $G_{\text{п.к}}$ - вес подкрановых конструкций.

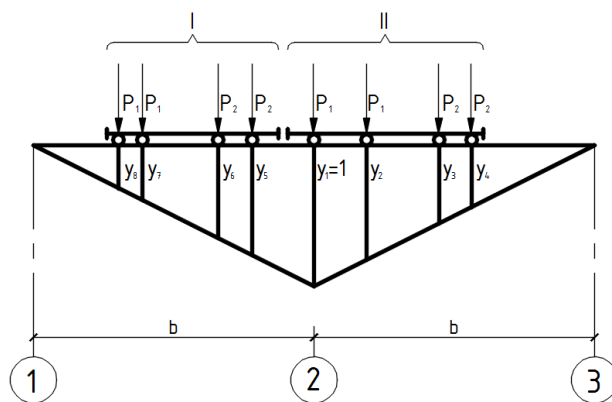


Рис 8.7. Линия влияния опорного давления на стойку ПРЗ

Рис. 8.7. Линия влияния опорного давления на стойку ПРЗ: 1, 2, 3- оси колонн; P- наибольшее давление на колесо мостового крана; I, II-мостовые краны.

Наименьшее давление на колонну определяется по формуле (8.8) с подстановкой наименьших давлений на колеса вместо наибольших. Наименьшие давления определяются по формулам:

$$P_{1\min} = 2P_1(G_k + Q)/n_0(P_2 + P_1) - P_1; P_{2\min} = 2P_2(G_k + Q)/n_0(P_2 + P_1) - P_2, \quad (8.9)$$

где Q - грузоподъемность крана; G_k - вес крана; n_0 - количество колес крана с одной стороны. Значения изгибающих моментов определяются по формулам:

$$M_{\max} = D_{\max} \cdot e_k; \quad M_{\min} = D_{\min} \cdot e_k, \quad (8.10)$$

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:

$$T = T_k \cdot \gamma_f \cdot \Psi_c \cdot \sum y_i, \quad (8.11)$$

где T_k - горизонтальная сила на колесо крана, возникающая при торможении тележки крана:

$$T_k = 0.05(Q + G_T)/n_0, \quad (8.12)$$

где G_T - вес тележки крана. Сила "Т" может быть направлена слева направо и наоборот. И может быть приложена как к левой колонне, так и к правой.

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.

Весьма важной операцией при расчете ПРЗ является определение предварительных значений моментов инерции колонны (верхней и нижней частей) и ригеля (при жестком сопряжении ригеля с колонной), т.к. усилия в элементах ПРЗ вычисляются в зависимости от этих характеристик. На этом этапе для определения указанных геометрических характеристик можно воспользоваться следующими приближенными формулами:

$$\text{момент инерции нижней части : } (J_n = V + 2D_{\max}) \cdot b_n^2 / k_2 \cdot R_y;$$

$$\text{момент инерции верхней части : } J_b = J_n \cdot b_b^2 / k_1 \cdot b_n^2;$$

$$\text{момент инерции ригеля : } J_p = 0.6 \cdot M \cdot h_{\phi} / R_y,$$

$$\text{где } V = (g + p) \cdot l / 2;$$

$$M = (g + p) \cdot l^2 / 8;$$

$k_2 = 2.5 \dots 3$ при шаге колонн 6 м и $k_2 = 3.2 \dots 3.8$ при шаге колонн 12 м;

$k_1 = 1.2 \dots 1.8$ при жестком сопряжении ригеля с колонной. При шарнирном сопряжении $k_1 = 1.8 \dots 2$ для крайних колонн и $k_1 = 2 \dots 2.3$ для средних колонн. С увеличением грузоподъемности кранов значения k_1 также увеличиваются.

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. 8.6.б).

Проектирование колонн промышленных зданий

Колонны являются основной частью поперечной рамы промзданий. В них возникают следующие усилия: нормальная сила, приложенная в центре тяжести сечения (N), изгибающий момент (M) и поперечная сила (Q). Для промышленных зданий наиболее часто используют одноступенчатые колонны, поэтому в дальнейшем все рассматриваемые вопросы будут решаться преимущественно на примере этих колонн.

Определение расчетных длин

Колонны промзданий являются стойками поперечных рам, которые, в свою очередь, являются частью пространственного каркаса, а поэтому при определении расчетной длины необходимо учитывать жесткость ригелей, опирающихся на рассматриваемую колонну, а также жесткость и степень загруженности соседних колонн. Жесткость ригелей при жестком сопряжении с колонной оказывает влияние на угол поворота верхнего конца колонны, а жесткость и степень загруженности соседних колонн оказывает влияние на горизонтальные перемещения верхнего конца колонны. Расчетная схема стойки с учетом указанных факторов приведена на рис.8.8а - здесь предполагается, что ригели, опирающиеся на рассматриваемую стойку и соседние с ней стойки, обладают конечной жесткостью, т.е. являются упруго-податливыми. На других рисунках приведены возможные варианты расчетных схем: на рис.8.8б,е,з жесткость ригеля не учитывается ($I_p=0$); на рис.8.8в,ж,и, наоборот, жесткость ригеля равна бесконечности ($I_p=\infty$); на рис.8.8г,ж,з не учитывается влияние соседних колонн (не достаточна их горизонтальная жесткость или они находятся в критическом состоянии - загружены предельной нагрузкой); на рис.8.8д,е,и горизонтальная жесткость соседних колонн принята равной бесконечности.

Коэффициент расчетной длины (μ) для колонн постоянного сечения в плоскости рамы определяется по формуле:

$$\mu = \sqrt{(n+0.56/n+0.14) \cdot \sqrt{\sum N_i \cdot J_c / N_c \cdot \sum J_i}}, \quad (8.13)$$

где $n = I_c \cdot I_{r1} / (l_{r1} \cdot I_c)$ для крайних колонн и $n = I_c \cdot [I_{r1}/l_{r1} + I_{r2}/l_{r2}] \cdot K / [I_c \cdot (K+1)]$ для средних; N_c , I_c , l_c - соответственно, нормальная сила, момент инерции и длина рассматриваемой стойки; I_r , l_r - соответственно, момент инерции и длина ригелей, опирающихся на рассматриваемую стойку; K - число пролетов в рассматриваемой раме; $\sum N_i$, $\sum I_i$ - соответственно, сумма нормальных усилий и моментов инерции всех стоек рассматриваемой рамы и четырех соседних рам (по две с каждой стороны).

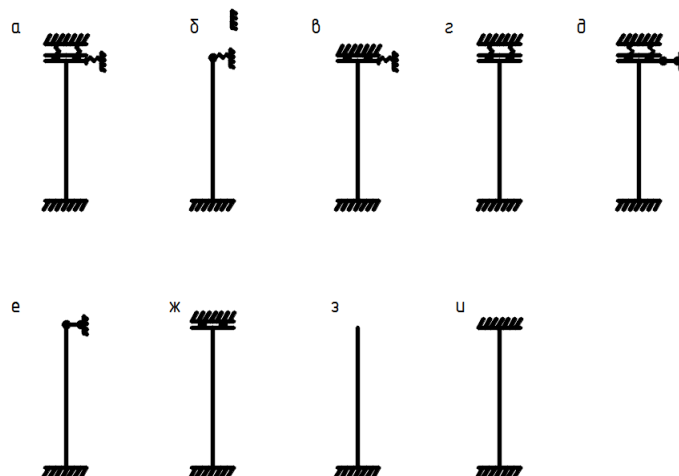


Рис. 8.8 Варианты расчётных схем стоек

Следует отметить, что усилия во всех учитываемых стойках должны быть определены от одного и того же сочетания нагрузок. При шарнирном сопряжении колонн с ригелем $n=0$, т.е. в этом случае рассматривается расчетная схема, изображенная на рис.8.8б. Значение второго радикала в формуле (8.13) должно быть не менее 0.7.

Для одноступенчатых колонн при определении коэффициента расчетной длины в плоскости рамы допускаются следующие упрощения:

- жесткость ригеля считается бесконечной. Как показывает опыт проектирования, момент инерции ригеля существенно больше (в 20...40 раз) момента инерции сопрягаемой с ним надкрановой части колонны, что подтверждает возможность сделанного упрощения. Согласно этому упрощению, исключаются из рассмотрения расчетные схемы, приведенные на рис.8.8 г,д;

- для однопролетных рам не учитывается влияние соседних колонн, т.е. предполагается, что они находятся в критическом состоянии и не способны оказать поддерживающего влияния на рассматриваемую стойку;

- для многопролетных рам при наличии жесткого диска покрытия или продольных связей верхний конец рассматриваемой стойки считается неподвижным в горизонтальной плоскости, т.е. жесткость соседних колонн предполагается бесконечной.

Исходя из принятых упрощений для одноступенчатых стоек, однопролетных рам рассматриваются только две расчетные схемы, изображенные на рис. 8.8ж,з. Также только две расчетные схемы рассматриваются и для таких же стоек многопролетных рам, они изображены на рис. 8.8е,и. При расчете одноступенчатых колонн коэффициенты расчетной длины определяются отдельно для верхней

(надкрановой) части (μ_2), и для нижней (подкрановой) части (μ_1) колонны. Из решения уравнения устойчивости стержня в деформированном состоянии следует:

$$\mu_2 = \mu_1 / \alpha_1, \quad (8.14)$$

где
$$\alpha_1 = (l_2 / l_1) \cdot \sqrt{J_1 \cdot F_2 / [J_2 \cdot (F_2 + F_1)]}. \quad (8.15)$$

Обозначения см. на рис.8.9., где используются символы, употребляемые в нормативных документах, а в скобках указаны символы, использованные ранее для обозначения тех же величин. Для однопролетных рам значение коэффициента расчетной длины для нижней (подкрановой) части колонны (μ_1) определяется по таблицам 67, 68 в [1] в зависимости от расчетной схемы соотношения геометрических характеристик и сжимающих сил в верхней и нижней частях колонны. Для многопролетных рам μ_1 определяется по формуле:

$$\mu_1 = \sqrt{[\mu_{12}^2 + \mu_{11}^2 (\beta - 1)] / \beta}, \quad (8.16)$$

где $\beta = (F_1 + F_2) / F_2$, а коэффициенты μ_{12} и μ_{11} определяются по таблицам 69, 70 в [1] в зависимости от расчетной схемы и отношений l_2 / l_1 и l_2 / l_1 .

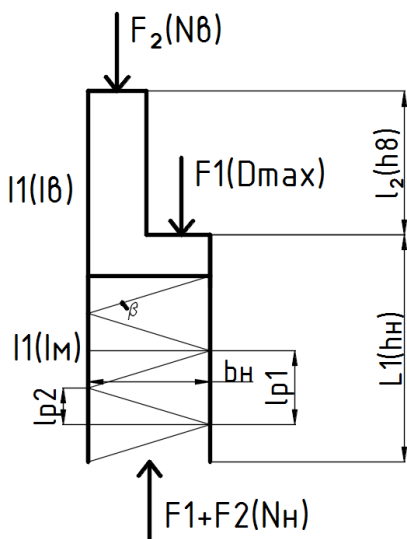


Рис.8.9. К определению расчётных длин одноступенчатых стоек

Если отношения $l_2 / l_1 \leq 0.6$, а $(F_2 + F_1) / F_2 \geq 3$, то значения μ_1 и μ_2 могут определяться непосредственно из таблицы (см. табл. 18 в [1]).

Во всех случаях коэффициент расчетной длины для верхней части колонны (μ_2), определяемый по формуле (8.14.) не должен быть больше 3. Расчетные длины колонн постоянного сечения и одноступенчатых из плоскости рамы (в направлении вдоль здания) принимаются равными расстояниям между точками,

закрепленными от перемещений вдоль здания с помощью подкрановых конструкций (подкрановых и тормозных балок) или вертикальных связей между колоннами.

Конструирование и расчет одноступенчатых колонн

Верхняя (надкрановая) часть колонны, как правило, имеет двутавровое двоякосимметричное сечение со сплошной стенкой (см. рис. 8.10а), при этом, высота сечения (b_b) на этой стадии проектирования является величиной известной. Расчетные усилия (нормальная сила (N), изгибающий момент (M_b) и поперечная сила (Q_b)) для определения размеров сечения принимаются по результатам расчета ПРЗ в сечениях III-III или IV-IV (см. рис. 8.6). Приближенно требуемая площадь сечения находится из проверочной формулы на общую устойчивость в плоскости изгиба (в плоскости ПРЗ):

$$A_{тр} = N_b \cdot \varphi_e \cdot R_y, \quad (8.17)$$

где коэффициент " φ_e " принимается в зависимости от условной гибкости: $\lambda_x = l_{bx} \cdot \sqrt{R_y/E}$ и приведенного эксцентриситета: $m_{ef} = M_b \eta / N \cdot \rho$, где радиус инерции (i_x) и радиус ядра сечения (ρ) определяются с использованием приближенных формул:

$$i_x = 0.42 \cdot b_b, \quad \rho = 0.35 \cdot b_b. \quad (8.18)$$

Расчетная длина относительно оси "x" (в плоскости ПРЗ) верхней части колонны равна: $l_{bx} = h_b \cdot \mu_2$. Коэффициент влияния формы (η) определяется при отношении $A_f/A_w \approx 1$ и при относительном эксцентриситете равном: $m = M/N \cdot \rho$ по табл.73 в [1].

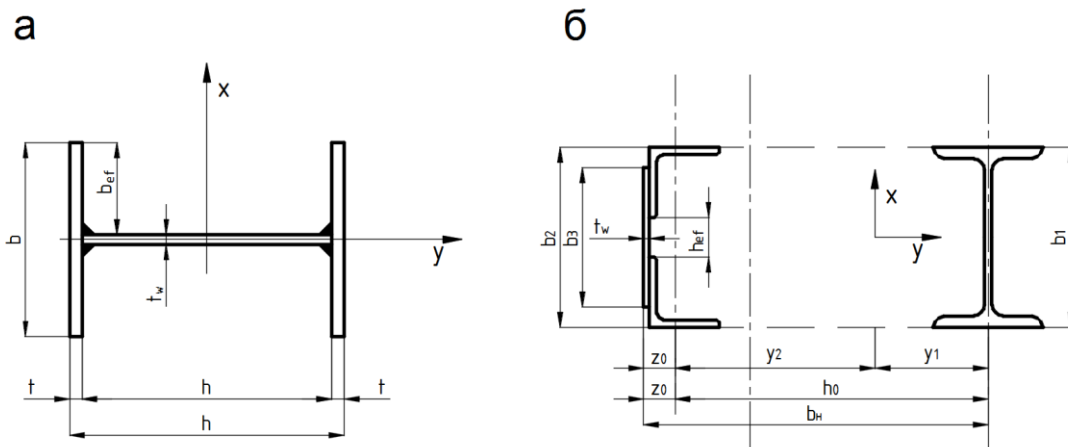


Рис. 8.10. Сечения надкрановой (а) и подкрановой частей одноступенчатой колонны

По требуемой площади ($A_{тр}$) и высоте сечения (b_b) назначается по сортаменту номер профиля прокатного двутавра. Если в сортаменте нет подходящего профиля, то komponуется составное сечение. Линейные размеры составного сечения (t_w, b, t) назначаются с учетом требований местной устойчивости стенки и полки: $b_b/t_w \leq 3.1 \sqrt{E/R_y}$, $b/t \leq \sqrt{E/R_y}$, а также с учетом условий сварки: $t \geq t_w$ и требования по обеспечению жесткости колонны в процессе транспортировки и монтажа: $b \geq h_b/30$. Значения толщин следует принимать не менее 6 мм и увязать с сортаментом. Также следует увязывать с сортаментом высоту стенки и ширину полки (b). После назначения всех размеров сечения следует произвести проверку надкрановой части колонны на общую устойчивость в плоскости и из плоскости ПРЗ (см. 4.3.3, 4.3.4). При этом гибкость колонны не должна превышать предельного значения: $\lambda \leq 180 - 60 \cdot N / \varphi_e \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c$. Также требуется выполнить проверку местной устойчивости полки и стенки сечения. Местная устойчивость полки проверяется по формуле:

$$b_{ef}/t \leq [b_{ef}/t], \quad (8.19)$$

где $[b_{ef}/t]$ - предельное отношение свеса полки к толщине, определяемое в зависимости от условной гибкости (λ_x). По аналогичной формуле проверяется местная устойчивость стенки:

$$h_w/t_w \leq [h_w/t_w], \quad (8.20)$$

где $[h_w/t_w]$ - предельное отношение, определяемое в зависимости от λ_x и соотношения краевых напряжений в стенке сечения:

$$\alpha = (\sigma - \sigma_1) / \sigma, \quad (8.21)$$

где σ - наибольшее сжимающее напряжение в стенке ($\sigma = N_b/A + M_b h_w / b_b W$); σ_1 - напряжение у противоположного края стенки ($\sigma_1 = N_b/A - M_b \cdot h_w / b_b W$).

Возможные варианты сечений подкрановой части колонны со сплошной стенкой приведены на рис. 8.11.

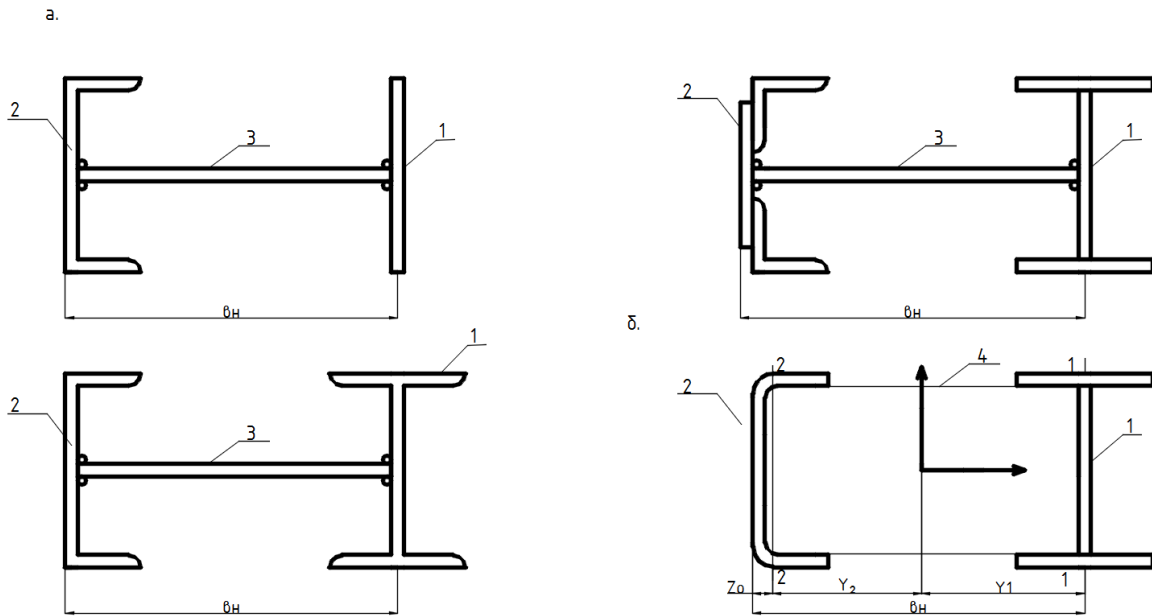


Рис. 8.11. Варианты сечений колонн со сплошной стенкой (а) и вариант сечения сквозной колонны (б): 1- крановая ветвь; 2- наружная ветвь; 3- стенка; 4- решётка.

Расчет подкрановой части колонны со сплошной стенкой производится аналогично расчету надкрановой части. При этом высота сечения (h_n) является величиной известной.

Как было сказано выше, при высоте сечения больше 1 м рекомендуется принимать подкрановую часть сквозного сечения. Один из вариантов сквозного сечения изображен на рис. 8.10б, другой вариант сквозного сечения приведен на рис. 8.11. На указанных рисунках приведены сечения для крайней (левой) колонны или для средней колонны при опирании грузоподъемного крана с одной стороны (см. колонну по ряду В, рис.8.1). Для средних колонн сечения обеих ветвей одинаковые и, как правило, двутаврового профиля. Расчет сквозной части колонны производится на два сочетания. Одно сочетание имеет нормальную силу (N_{H1}) и момент (M_{H1}), догружающий крановую (правую на рис.8.10) ветвь (в дальнейшем этот момент будет учитываться с отрицательным знаком). Другое сочетание имеет нормальную силу N_{H2} и момент M_{H2} , догружающий наружную (левую на рис.8.10) ветвь. Оба сочетания берутся из расчета ПРЗ для сечений I-I или II-II (см. рис.8.6). Усилия в крановой (N_k) и в наружной (N_H) ветвях определяют, используя указанные сочетания:

$$N_k=(N_{H1} \cdot y_2-M_{H1})/h_o; \quad N_H=(N_{H2} \cdot y_1+M_{H2})/h_o, \quad (8.22)$$

$$\text{где} \quad y_1=h_o/[1+(N_{H1} \cdot h_o-2M_{H1})/(N_{H2} \cdot h_o+2M_{H2})]; \quad y_2=h_o-y_1. \quad (8.23)$$

В формулах (8.22) и (8.23) изгибающие моменты подставляются со своим знаком. На этом этапе расчета значение " h_0 " можно принять равным: $b_n \cdot (3...5)$ см. В дальнейшем расчет сводится к подбору сечения каждой ветви, который делается по аналогии с расчетом центрально сжатых колонн (см. 6.7.2). Расчетная длина ветвей относительно оси "у" принимается равной расчетной длине подкрановой части колонны относительно этой же оси, а относительно оси 1-1 (для крановой ветви) и 2-2 (для наружной ветви) расстоянию между узлами решетки (l_{p1}), которое, как правило, равно $2b_n$ (см. рис. 8.9.). Подбор сечения ветвей производится из условия равноустойчивости, т.е. гибкость относительно оси "у" и "1-1" ("2-2") должна быть примерно одинаковой. Предпочтение следует отдавать прокатным профилям. Рекомендуется высоту сечений крановой и наружной ветвей принимать одинаковой. Это продиктовано, прежде всего, условиями приварки стержней решетки к ветвям. После подбора сечений ветвей уточняются значения u_1 , u_2 , h_0 , N_k , N_n и производится проверка общей и местной устойчивости (при составных сечениях) каждой ветви. Элементы соединительной решетки (раскосы и стойки) рассчитывают на фактическую (Q) или фиктивную поперечную силу. Фиктивная поперечная сила используется, если она больше фактической (определение фиктивной поперечной силы (см. 6.7.5)). Сжимающее усилие в раскосе (N_p) определяется по формуле:

$$N_p = Q/2 \cdot \sin\beta, \quad (8.24)$$

где β - угол между раскосом и осью ветви. При определении усилия в стойке $\sin\beta=1$. После этого определяются требуемая площадь и радиус инерции как для центрально-сжатого элемента:

$$A_{pтр} = N_p / \varphi R_y; \quad i_{pтр} = b_n / \lambda \sin\beta, \quad (8.25)$$

затем по сортаменту принимают соответствующий размер профиля. На этом этапе расчета гибкость стержня для определения требуемых величин следует принять в интервале 80...100. Затем по сортаменту принимается соответствующий размер уголка. Как правило стержни соединительной решетки проектируют из одиночных уголков, при этом в качестве радиуса инерции используется наименьшее значение этой величины, а коэффициент условий работы принимается равным 0.75. Присоединение элементов решетки к ветвям осуществляется сварными швами, которые рассчитываются на усилие N_p . Рекомендуется присоединение раскосов и стоек проектировать без фасонки, т.е. крепить непосредственно к полкам ветвей, при этом в узлах допускается расцентровка до 20 мм. Элементы решетки следует располагать с внутренней стороны полок ветвей, с тем чтобы не увеличивать внешние габариты колонны.

На заключительной стадии расчета производится проверка устойчивости всего стержня подкрановой части колонны относительно оси "х" (см. 4...3.3). При этом гибкость вычисляется по формуле (6.68).

Конструирование и расчет узла сопряжения надкрановой части колонны с подкрановой

На рис. 8.12. изображен узел сопряжения надкрановой части с подкрановой частью колонны крайнего ряда. Передача усилия с надкрановой на подкрановую часть колонны осуществляется через конструктивный элемент, называемый траверсой. Высота траверсы ($h_{тр}$) принимается равной $(0.5...0.8)b_n$. Расчет траверсы производится, как изгибаемого элемента (см.рис.8.12б) на действие сосредоточенной силы (N_n), определяемой по формуле:

$$N_n = N/2 + M/b_b, \quad (8.26.)$$

где N и M расчетные усилия в сечении III-III ПРЗ (см. рис. 8.6). При этом момент должен догружать внутреннюю полку надкрановой части колонны. Линейные размеры траверсы определяются по аналогии с балкой составного сечения. Толщина стенки траверсы определяются из двух условий:

$$t_{тр} \geq Q_{max}/h_{тр} \cdot R_s, \quad t_{тр} \geq D_{max}/b_{пл} \cdot R_y \quad (8/27)$$

где $b_{пл}$ -ширина опорной плиты ($b_n \leq b_{пл} \leq b_n + 2t_{пл}$); $t_{пл}$ -толщина опорной плиты, принимаемая равной 20...30мм, b_n -ширина опорного ребра подкрановой балки.

Требуемая площадь пояса:

$$A_f \geq W_{тр}/(h_{тр}-150) - t_{тр} \cdot h_{тр}/6, \quad (8.28)$$

где $W_{тр} = Q_n \cdot b_b / R_y$.

Линейные размеры поясов определяются с учетом местной устойчивости:

$b/t \leq \sqrt{E/R_y}$. Кроме того, следует учитывать, что ширина нижнего пояса (b_2) должна быть не меньше ширины внутренней полки верхней части колонны. После определения размеров всех элементов траверсы, проверяется прочность стенок наружной и внутренней ветвей на срез:

$$Q_n/2t_n \cdot h_{тр} \leq R_s, \quad Q_n + D_{max}/2t_k \cdot h_{тр} \leq R_s, \quad (8.29)$$

где t_n и t_k -толщина стенки соответственно наружной и крановой ветвей.

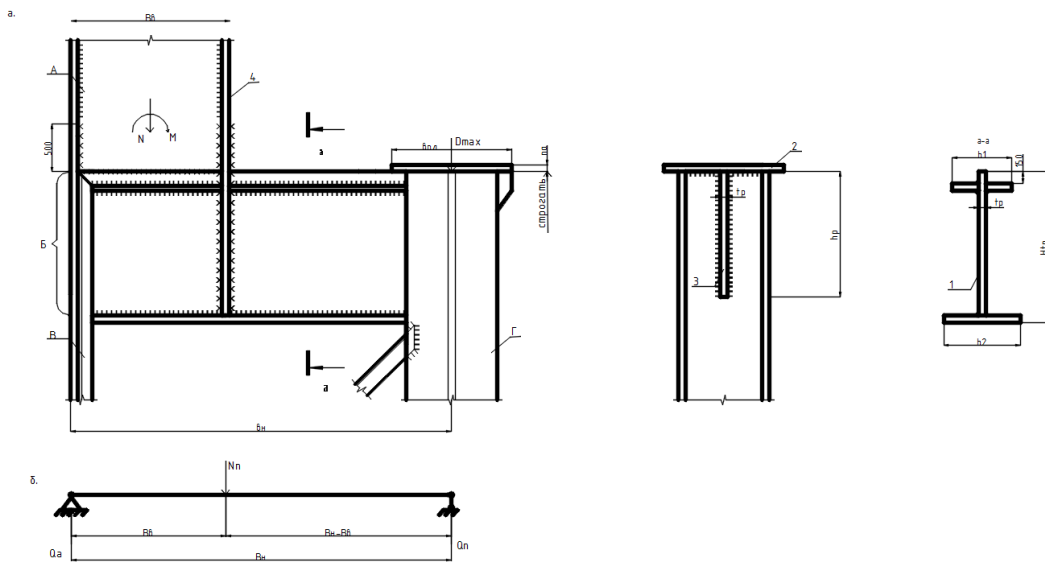


Рис. 8.12. Узел сопряжения надкрановой подкрановой частей колонны(а) и расчётная схема траверсы (б): А- надкрановая часть колонны; Б- траверса; В и Г- соответственно наружная и подкрановая части колонны; 1- стенка траверсы; 2- опорная плита; 3-ребро; 4- внутренняя полка.

Толщина ребра (t_p) принимается равной толщине стенки траверсы, а высота ребра (h_p) определяется из его работы на срез при действии силы, равной $D_{max}/2$. На действие этой же силы рассчитываются сварные швы, прикрепляющие ребро к ветви. Сварные швы, прикрепляющие внутреннюю полку надкрановой части колонны к стенке траверсы, рассчитываются на действие силы N_n . Сварные швы, прикрепляющие траверсу к наружной ветви, рассчитываются на силу Q_n , а к внутренней ветви на силу, равную $Q_n + D_{max}/2$. Если нижняя часть колонны сплошная, то расчетом определяются только размеры ребра, затем проверяется толщина стенки по 2-ой формуле (8.27) и рассчитывается сварной шов, прикрепляющий внутреннюю полку верхней части колонны. Размеры полков назначаются конструктивно ($b/2 \geq b_n/30 + 40 \text{ мм}$) с учетом местной устойчивости. Требования к ширине нижней полки (b_2) см. выше.

При длине колонны более 18 м надкрановая и подкрановая части колонны изготавливаются отдельно и их соединение осуществляется на монтажной площадке.

Конструирование и расчет баз

На рис.8.13 приведено конструктивное решение базы колонны со сплошной стенкой. База состоит из опорной плиты и траверсы. Здесь также, как и для баз

центрально-сжатых колонн, могут применяться ребра и диафрагмы. Крепление анкерных болтов к траверсам осуществляется через анкерные пластинки. Фиксация анкерных пластинок производится монтажной сваркой после выверки колонны.

Расчет базы сплошностенчатых колонн производится на два расчетных сочетания с разным направлением моментов (см. рис. 8.13). При этом расчетные сочетания принимаются для сечения I-I (см. рис. 8.6) - вблизи основания колонны. Ширина опорной плиты (B) назначается конструктивно:

$$B \geq b + 100 \text{ мм}, \quad (8.30)$$

где b - ширина колонны. Длина опорной плиты (L) определяется из уравнения прочности сжато-изгибаемого элемента:

$$L \geq N/2 \cdot B \cdot R_{cm} + \sqrt{(N/2BR_{cm})^2 + 6M/B \cdot R_{cm}}, \quad (8.31)$$

где R_{cm} - расчетное сопротивление бетона смятию. В формулу (8.29) подставляются абсолютные значения изгибающих моментов. Длина опорной плиты определяется дважды, с использованием обоих сочетаний и в качестве окончательного принимается наибольшее значение. Значение " L " должно быть не меньше внешнего габарита колонны плюс по 50 мм с каждой стороны. Центр тяжести опорной плиты должен совпадать с центром тяжести сечения колонны.

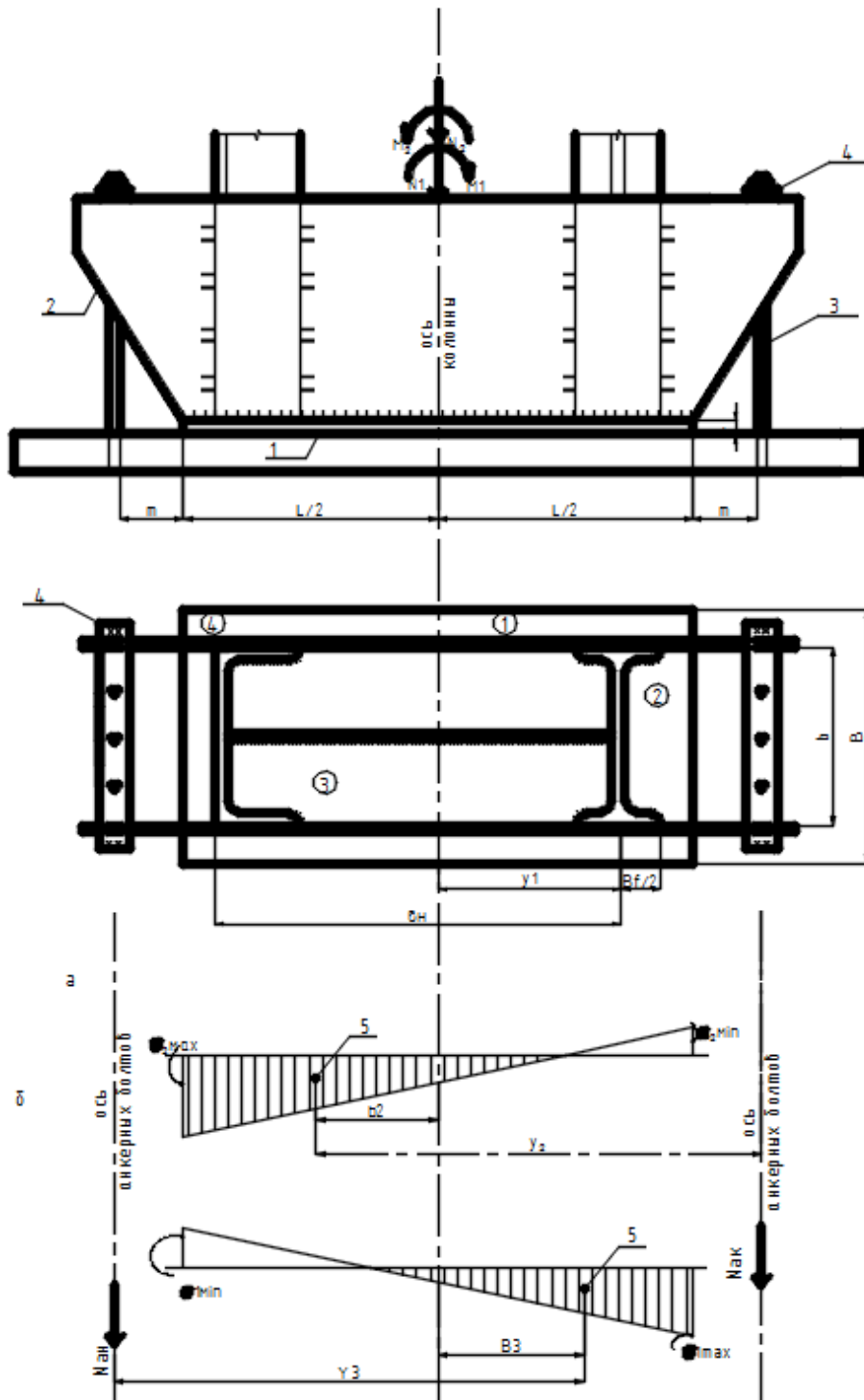


Рис. 8.13. База колонны со сплошной стенкой: а, б- эпюры напряжений под опорной плитой; 1- опорная плита; 2-траверса; анкерные болты; анкерная пластина; 5- центр тяжести эпюры сжимающих напряжений.

От каждого расчетного сочетания определяются наибольшие и наименьшие напряжения под опорной плитой базы:

$$\sigma_{\min}^{\max} = N/B \cdot L \pm 6M/BL^2 \quad (8.32)$$

и строятся эпюры напряжений (см. рис. 8.13). После этого, для каждого участка опорной плиты (на рис.8.13 участки обозначены цифрами в кружках) находятся изгибающие моменты и по наибольшему определяется толщина опорной плиты (см. расчет баз центрально-сжатых колонн). При вычислении моментов в качестве напряжения используется наибольшее напряжение в пределах рассматриваемого участка. Расчет траверс производится также по аналогии с центрально-сжатыми колоннами. Здесь для определения усилий используется наибольшее реактивное напряжение в пределах длины траверс.

Для сквозных колонн базы проектируют отдельно для каждой ветви. Конструирование и расчет таких баз выполняется как для центрально-сжатых колонн (предварительно усилия N и M , N' и M' распределяются между ветвями см. формулу (8.22). При этом, центры тяжести опорных плит должны совпадать с центрами тяжести ветвей.

Расчет анкерных (фундаментных) болтов

Для расчета используются два сочетания с разнозначными моментами, при этом, абсолютные значения моментов должны быть наибольшими, а соответствующие им нормальные силы, от тех же самых нагрузок, наименьшими, т.е. в используемых сочетаниях отношение $[M]/N$ должно быть наибольшим. Как правило, сочетания, соответствующие указанным требованиям образуются двумя нагрузками: постоянной и ветровой. Постоянная нагрузка уменьшает усилия в анкерных болтах, и поэтому она берется с коэффициентом надежности по нагрузке равным 0.9.

При сплошной базе (см. рис. 8.13) растягивающие усилия в анкерных болтах крановой и наружной ветвей определяются, соответственно по формулам:

$$N_{\text{ак}} = (M_2 - N_2 \cdot b_2)/y_2, \quad N_{\text{ан}} = (-M_1 - N_1 \cdot b_3)/y_3. \quad (8.33)$$

Размеры b_2 , b_3 , y_2 , y_3 приведены на рис.8.13. Указанные размеры вычисляются для эпюр напряжений соответствующих сочетаниям по расчету анкерных болтов. Расстояние от края опорной плиты до центра анкерных болтов (размер "m" на рис. 9.6) назначается в пределах 50...100 мм. При отдельной базе центр анкерных болтов крановой ветви совпадает с осью этой ветви, тоже для наружной ветви. Тогда усилия, приходящиеся на анкера крановой и наружной ветвей, определяются по формулам:

$$N_{\text{ак}} = (M_2 - N_2 \cdot y_2)/h_0, \quad N_{\text{ан}} = (-M_1 - N_1 \cdot y_1)/h_0. \quad (8.34)$$

Размеры y_1 , y_2 , h_0 приведены на рис. 8.10. После вычисления усилий, определяют

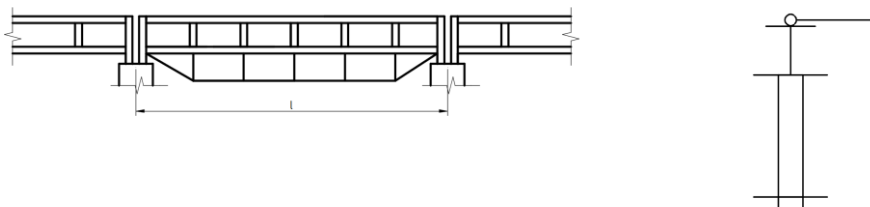
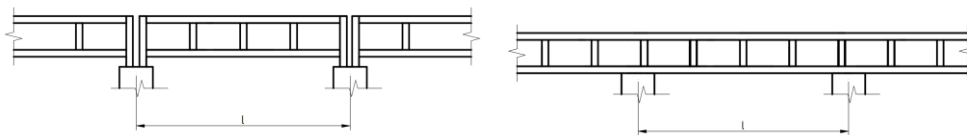
требуемую площадь анкеров и затем задают количество анкерных болтов и находят их диаметр либо наоборот. Рекомендуется диаметры анкерных болтов принимать одинаковыми для крановой и наружной ветвей и назначать их в интервале 24...36 мм. Расчет анкерных пластинок производится, как изгибаемых элементов: опорами которым служат траверсы, а нагрузкой усилия в анкерных болтах.

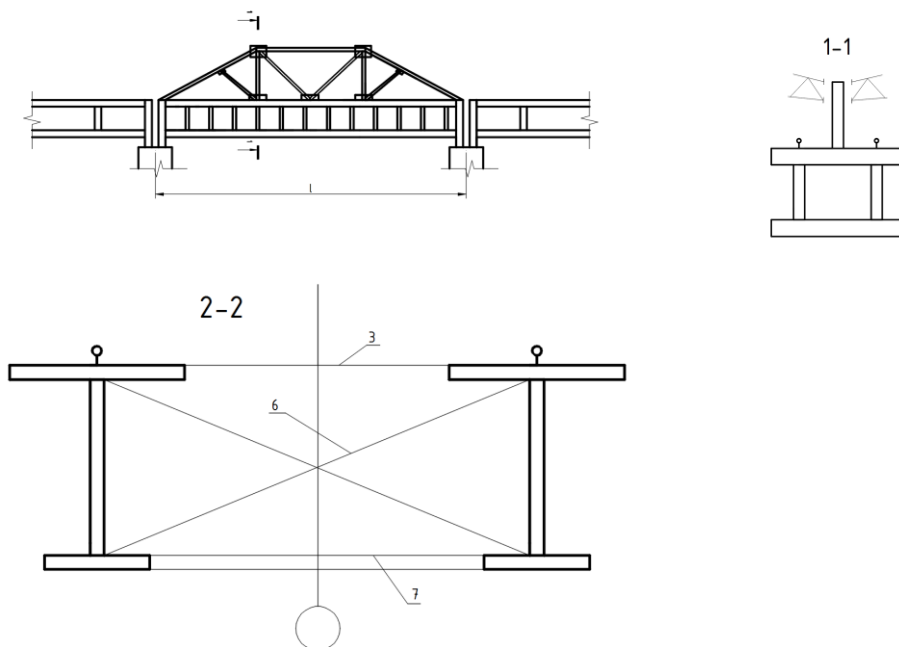
Подкрановые конструкции

1) Составные подкрановые конструкции. Их конструктивные решения.

Обозначения на рисунках:

- 1) Тормозная конструкция (сплошной рифлёный лист)
- 2) Окаймляющий (поддерживающий швеллер)
- 3) Тормозная конструкция (решётчатая ферма)
- 4) Вспомогательная ферма
- 5) ...
- 6) Вертикальные связи (поперечные)
- 7) Связевая ферма по нижним поясам балок
- 8) Подкрановая балка
- 9) Ребро жёсткости (рис. 5б)





Подкрановые конструкции воспринимают воздействия от подъёмно-транспортного оборудования (главным образом мостовых опорных и подвесных кранов). Подкрановые конструкции под мостовые краны могут состоять из подкрановых балок (рис. 1,2) или ферм (рис. 3,4), воспринимающих вертикальные нагрузки от кранов:

- тормозных балок (рис. 6) или ферм (рис. 7), воспринимающих поперечные горизонтальные воздействия
- связей, обеспечивающих жёсткость и неизменность подкрановых конструкций
- крановых рельсов с элементами их крепления и упоров

Подкрановые балки чаще всего применяют сплошного сечения разрезные (рис. 1) и неразрезные (рис. 2). Разрезные 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. При осадке опор оценивается коэффициентом $c = \Delta * \frac{E * I}{l^3}$, здесь Δ – перемещение опоры от единичной силы (с учетом осадки фундамента); $E * I$ - жесткость подкрановой балки; l – пролет балки. При $c \geq 0,05$ – неразрезные балки не применяют.

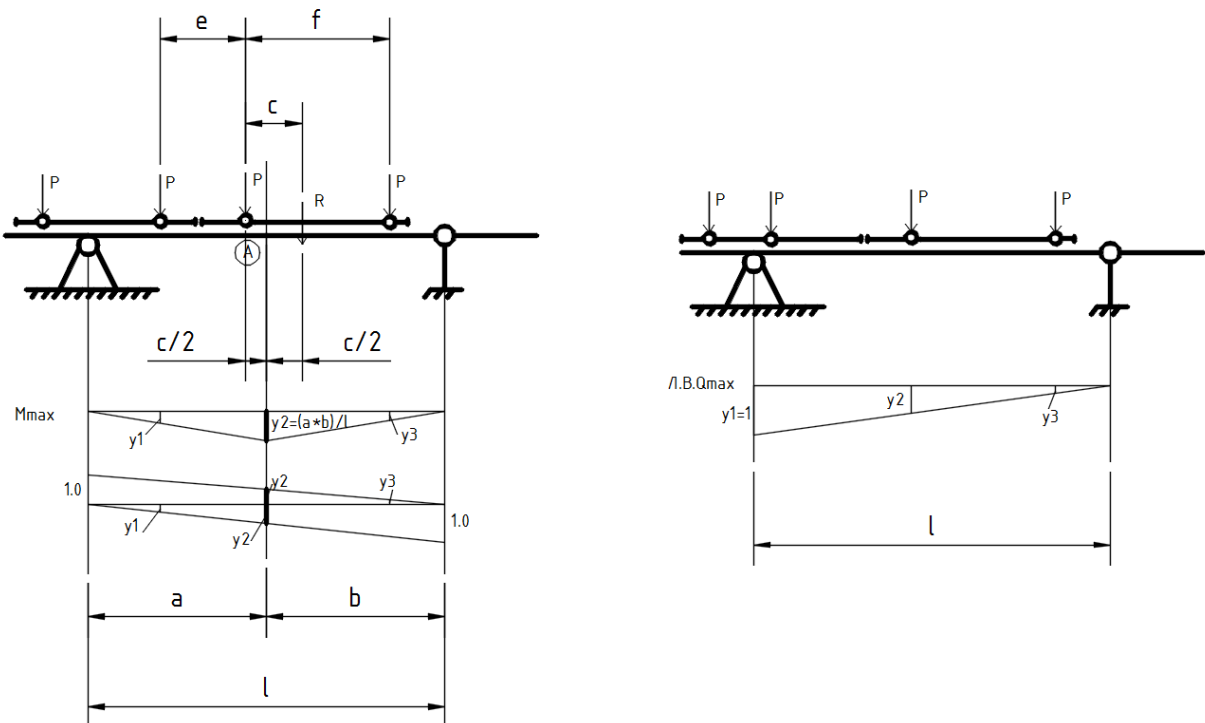
При кранах, грузоподъемностью до 30 тонн и шагах колонн $l \geq 18$ метров целесообразны решетчатые подкрановые балки с жесткими верхними поясами (рис. 3), что дает экономию металла $\approx 15 \div 20$ % по сравнению со сплошными разрезными. При тяжелых кранах и шагах колонн $l \geq 24$ метра применяют подкраново-подстропильные фермы (рис. 4), объединяющие в себе подкрановые балки и подстропильные фермы.

Типы сечений подкрановых балок зависят от их пролета грузоподъемности и режима работы кранов. При пролете 6 метров и кранах $Q < 50$ тонн для восприятия горизонтальных поперечных сил вместо применения тормозных конструкций достаточно развить сечение верхнего пояса балки (рис. 5а).

При кранах $Q \geq 50$ тонн, либо больших пролетах балок устраивают специальные тормозные конструкции – тормозные балки (рис. 5б, 6а,б) или фермы (рис. 5в, 7а,б). фермы экономичнее по расходу стали, но сложнее в изготовлении и монтаже, поэтому при ширине тормозных конструкций до 1250 мм. обычно применяют тормозные балки со стенкой в виде рифленого листа $t = 6 \div 8$ мм. Для крайнего ряда (рис. 6а) поясами тормозной балки являются: верхний пояс подкрановой балки и окаймляющий швеллер (рис. 5б), либо пояс вспомогательной фермы (рис 5в). В средних рядах поясами тормозной балки (рис. 6б) являются верхние пояса балок смежных пролетов. Тормозные листы снизу укрепляют ребрами - 65x6 с шагом 1.5÷2 м. (поз. 9). При ширине тормозных конструкций больше 1250 мм применяют тормозные фермы (рис 7а, б). При кранах тяжелого режима работы, в основном, применяют тормозные балки (независимо от их ширины), которые используются для прохода и обслуживания путей и кранов. Для предотвращения колебаний НП балок при их свободной длине больше 12 метров, по НП устраивают легкие связевые фермы (поз. 5,7). При блочном методе монтажа между балками устраивают вертикальные связи (сеч. 2-2, поз.6), обеспечивающие жесткость блока при кручении.

2) Расчет сплошных подкрановых балок

а) Определение расчетных усилий



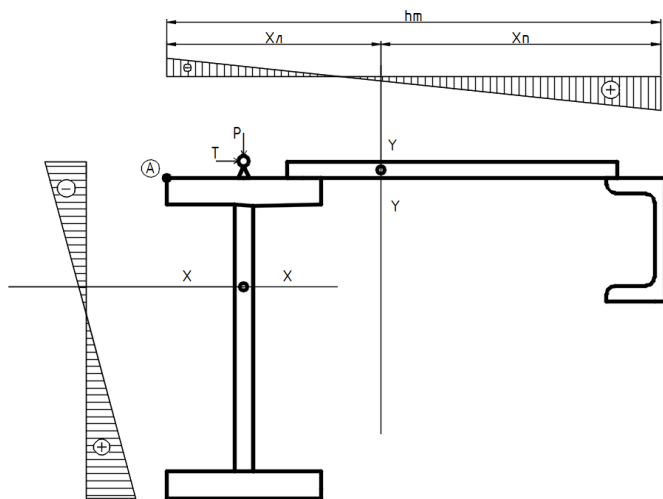
Усилия в подкрановых конструкциях определяются по линиям влияния для системы подвижных грузов. Для разрезных балок можно использовать правило Винклера.

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. а). При этом M_{max} будет находиться под силой ближайшей к середине пролёта. Здесь же находят и Q соответствующее. Т.е. расстояние C определим из условия равенства моментов в любой точке пролёта от всех P_i и от их равнодействующей. Удобно для точки А ??? Наибольшая поперечная сила Q_{max} в разрезной балке будет при таком положении нагрузки, когда одна из сил находится непосредственно у опоры, а остальные расположены как можно ближе к этой же опоре (рис. б). Расчётные усилия от вертикальных нагрузок : $M_{max} = \alpha * \sum P_i * Y_i, Q_{max} = \alpha * \sum P_i * Y_i$, где Y_i - принимают по соответствующим линиям влияния, α - коэффициент, учитывающий собственный вес подкрановой конструкции (при $l=6$ м, $\alpha=1,03$; $l=12$ м, $\alpha=1,05$; $l=18$ м, $\alpha=???$)

Расчетные усилия M_y, Q_y от горизонтальной поперечной нагрузки I_k находят при том же положении кранов, поэтому $M_y = \sum \psi_i * T_k, Q_y = \sum y_i * T_k$.

3) Компоновка сечений подкрановых балок производится в том же порядке, что и обычных балок (см. рис). Влияние горизонтальных поперечных нагрузок на напряжения в ВП балки можно учесть коэффициентом $\beta = 1 + \frac{M_y}{M_x} * \frac{W_x}{W_y} \approx 1 + 2 * \frac{M_y}{M_x} * \frac{h_g}{h_t}$, где ширина сечения тормозной конструкции h_t принимается равной ширине нижней части колонны h_n , а высоту балки принимают $h_g \approx \left(\frac{1}{8} + \frac{1}{12}\right) L$. Таким образом, условия прочности для точки А верхнего пояса можно представить в виде : $\sigma = \frac{M_x + \beta}{W_x} \leq R_y \frac{y_c}{y_n}$, откуда требуемый момент сопротивления : $W_{x,тр} \geq \frac{M_x + \beta * y_n}{R_y + y_c}$.

Далее аналогично обычным балкам определяют толщину стенки t_n и оптимальную высоту балки.



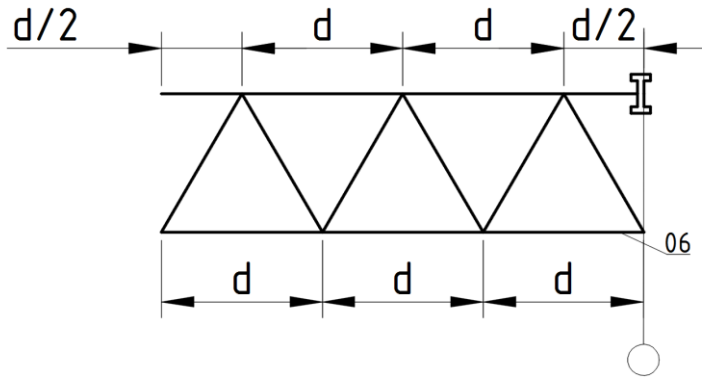
При определении минимальной высоты следует иметь в виду, что жёсткость подкрановых балок проверяется на нагрузку от одного крана, поэтому предварительно по линиям влияния либо по правилу Винклера необходимо вычислить максимальный момент при загрузении балки одним краном M_H (при $\gamma_f = 1$). Т.о. $h_{min} = \frac{5 \cdot R_y \cdot \gamma_c \cdot L}{24 \cdot \beta \cdot E \cdot \gamma_n} \cdot \left[\frac{L}{f} \right] \cdot \frac{M_H}{M_x}$, где предельный относительный прогиб $\left[\frac{f}{L} \right]$ принимается при кранах лёгкого и среднего режимов работы (1к÷6к) - $\frac{1}{400}$, тяжёлого (7к) - $\frac{1}{500}$ и весьма тяжёлого (8к) - $\frac{1}{600}$. Далее традиционным образом компоуется сечение.

4) 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. Т.о. верхний пояс балки работает как на вертикальную, так и на горизонтальную нагрузку и суммарные напряжения в точке А определяются по формуле:

$$\sigma = \frac{M_x}{I_x} \cdot y_B + \frac{M_y}{I_y} \cdot x_n \leq R_y \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n}$$

В нижнем поясе: $\sigma = \frac{M_x}{I_x} \cdot y_n \leq R_y \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n}$, где I_x , I_y – моменты инерции подкрановой балки и тормозной балки соответственно.



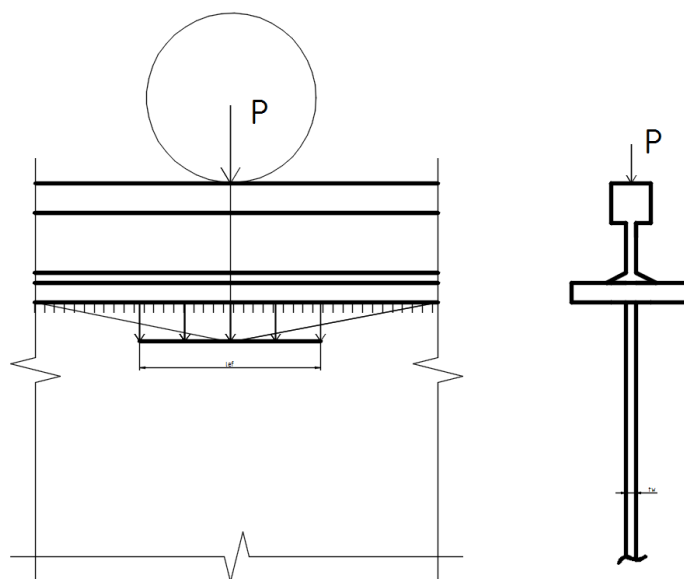
Если тормозная конструкция запроектирована в виде фермы, то ВП балки помимо напряжения от изгиба в вертикальной плоскости воспринимает осевое усилие $N = \frac{M_y}{h_r}$ от его работы в составе тормозной фермы, а также местный изгибающий момент от внеузлового приложения силы T_k : $M_{loc} = \frac{0.9 \cdot T_k \cdot d}{4}$, d – расстояние между узлами фермы; коэффициент (0.9) – учитывает неразрезность пояса в узлах. Т.о. устойчивость верхнего пояса из плоскости балки можно проверить по приближенной формуле:

$$\sigma = \frac{M_x}{I_x} * y_b + \frac{N}{\varphi * A_{f,b}} + \frac{M_{loc}}{W_{y,b}} \leq R_y * \frac{\gamma_c}{\gamma_n}$$

Здесь φ – коэффициент продольного изгиба, определяемый по гибкости ВП относительно его вертикальной оси при расчётной длине, равной d . $A_{f,b}$ – площадь сечения верхнего пояса. $W_{y,b}$ – момент сопротивления ВП относительно его вертикальной оси.

б) Расчёт на срез по опоре выполняется по формуле $\tau = \frac{Q_{max} + S_x^{полус}}{I_x * t_w} \leq R_s * \frac{\gamma_c}{\gamma_n}$, где Q_{max} – максимальная поперечная сила на опоре.

в) Прочность стенки на действие максимальных местных напряжений проверяют по формуле: $\sigma_{loc,y} = \frac{\gamma_{f1} * P}{t_w * l_{ef}} \leq R_y * \frac{\gamma_c}{\gamma_n}$, где $l_{ef} = C * \sqrt[3]{\frac{I_{1f}}{t_w}}$ – условная (расчётная) длина распределения усилия P , зависящая от жёсткости пояса, рельса и способа сопряжения пояса и стенки. C – коэффициент, учитывающий степень податливости сопряжения пояса и стенки.



Для сварных и прокатных балок С-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

г) Проверка стенок подкрановых балок на уровне поясных швов на совместное действие σ , τ и местных σ_{loc} производится по формуле:

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x * \sigma_{loc,y} + \sigma_{loc,y}^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq \beta * R_y * \frac{\gamma_c}{\gamma_n}$$
, 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: $y' = y_B - t_f$; $\tau_{xy} = \frac{Q_x * S_x^{пояса}}{I_x * t_w}$ - 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 СНиП проверяют на дополнительные компоненты напряжённого состояния.

д) Расчёт на выносливость выполняют для подкрановых балок при числе циклов загрузки $n \geq 10^5$ на нагрузку от одного крана с понижающим коэффициентом $\gamma_f = 0.5$ (режимы 4к÷6к); $\gamma_f = 0.6$ (режим 7к); $\gamma_f = 0.7$ (режим 8к). Расчёт ведут по формуле:

$\sigma_{max} \leq \alpha * R_v * \gamma_v$, где σ_{max} определяется по п. а). R_v – расчётное сопротивление усталости (по табл. 32 СНИП) в зависимости от R_{un} и группы элементов конструкции (конструктивного решения по табл. 83). α – коэффициент, учитывающий количество циклов нагружений n : $\alpha=0.77$ (режим работы 7к,8к), $\alpha=1.1$ (остальные режимы). γ_v – коэффициент, зависящий от вида напряжённого состояния и коэффициента асимметрии напряжений $\rho = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min}}$?? и принимается по табл.33 СНИП.

е) Общая устойчивость подкрановых балок проверяется по формуле:

$\sigma = \frac{M_x}{\varphi_B * W_{x,B}} \leq R_y * \frac{\gamma_c}{\gamma_n}$, причём при определении φ_B 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.

ж) Проверка местной устойчивости элементов сечения для прокатных балок не требуется. Для составных сечений местная устойчивость сжатого пояса проверяется по формулам таблицы 30, которые ?? отношение сжатого свеса полки к её толщине (l_{ef}/t_f). 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 устанавливаются аналогично обычным балкам.

Расчёт соединения поясов со стенкой

Поясные швы помимо продольного сдвигающего усилия, возникающего от изгиба балки, воспринимают вертикальные сосредоточенные усилия от колеса крана Р. Результирующее напряжение в шве равно геометрической сумме напряжений от поперечной силы τ_Q и местных напряжений от силы Р τ_{loc} :

$\tau = \sqrt{\tau_Q^2 + \tau_{loc}^2} \leq R_{wf} * \gamma_{wf} * \gamma_c$, где $\tau_Q = \frac{Q * S_x^{пояса}}{I_x * 2 * \beta_f * K_f}$; $\tau_{loc} = \frac{\gamma_{f1} * P}{l_{ef} * 2 * \beta_f * K_f}$ для случая расчёта по металлу шва. По металлу границы сплавления расчёт аналогичный.

Раздел 3. МК зданий и сооружений различного назначения.

Тема 1. МК большепролетных покрытий.

1. Область применения, особенности большепролетных покрытий.

Большие пролеты, перекрываемые МК применяются в зданиях общественного и специального назначения и производственных зданиях. Здания общественного назначения – театры, выставочные павильоны, концертные и спортивные залы, крытые стадионы, рынки, вокзалы и т.п. – имеют большие пролеты, обусловленные как эксплуатационными, так и архитектурными требованиями. Здания специального назначения – ангары, гаражи, троллейбусные парки и т.п. – проектируют без внутренних колонн исходя из удобства размещения и эвакуации машин, либо иных эксплуатационных требований. В промышленном строительстве большие пролеты устраиваются в сборных цехах авиастроительных, судостроительных и машиностроительных заводов в экспериментальных цехах различных производств, где они обусловлены или крупными габаритами собираемых машин (самолетов, судов), или требованиями технологического процесса. Несущие конструкции покрытий больших пролетов (≥ 40 м) по статической схеме подразделяются на: а) балочные; б) рамные; в) арочные; г) структурные; д) купольные; е) складчатые; ж) висячие; и) комбинированные; к) сетчатые оболочки.

Выбор схемы несущих конструкций зависит от размера пролета, архитектурно-планировочного решения, формы здания в плане, высоты сооружения, наличия и типа подвесного транспорта, требований, предъявляемых жесткости покрытия, характера освещения и аэрации, типа кровли, величины и распределения нагрузок и иных факторов.

Большепролетные конструкции работают в основном на нагрузку от собственного веса, поэтому снижение влияния этого фактора является главной задачей инженера. С этой точки зрения рационально применять для основных несущих конструкций стали повышенной или высокой прочности (С345÷С590), либо легкие алюминиевые сплавы. Рационально также применение легких кровель, а также выбор профиля кровли, позволяющего снизить снеговую нагрузку (плоские бесфонарные кровли, кровли с зенитными фонарями вместо высоких П-образных). Снижению нагрузок способствует также размещение инженерных коммуникаций и технологического оборудования в зоне опор.

2. Балочные покрытия больших пролетов применяются в случаях, когда опоры не могут воспринимать распорных усилий, т.е. при опирании на стены, каменные или ж/б колонны и т.п. Также покрытия состоят обычно из главных поперечных конструкций в виде плоских или пространственных ферм и промежуточных конструкций. Применяются при пролетах 40÷100 м. При увеличении пролета их использование нерационально. Преимущества балочных покрытий: а) отсутствие

распора от вертикальных нагрузок, => наименьшие размеры колонн и фундаментов; б) простота статической схемы, => простота проектирования, изготовления, монтажа; в) нечувствительность к осадкам опор (при разрезной схеме). Недостаток – сравнительно большой расход стали и высота ферм.

По статической схеме главные фермы могут быть разрезными и неразрезными, с подстропильными фермами или без них. По очертанию фермы бывают с II поясами, трапециевидными, полигональными, сегментными, треугольными. Системы решеток также аналогичны обычным фермам. Для уменьшения высоты ферм могут применяться сложные составные решетки либо использоваться затяжки. Например, трехгранные фермы с преднапряжением рациональны в изготовлении, транспортировании и монтаже:

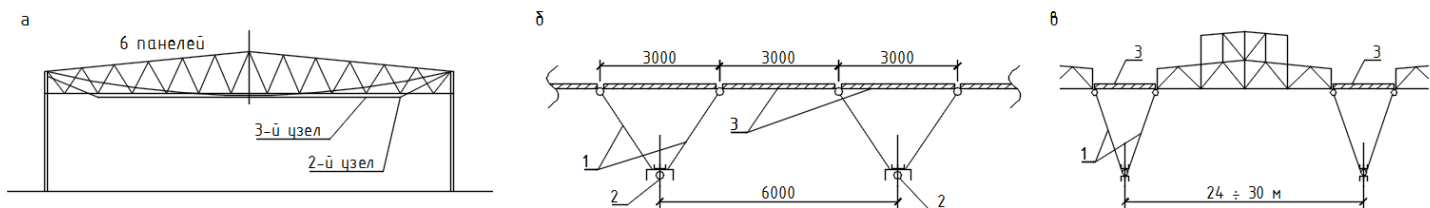


Рис.1. а - поперёчный разрез; б, в - варианты продольных разрезов; 1 - трёхгранная ферма, 2 - затяжки, 3 - железобетонные кровельные плиты.

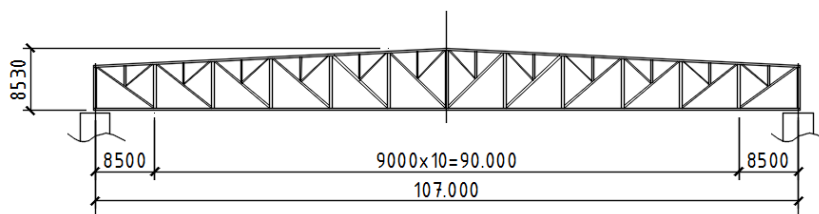


Рис.2

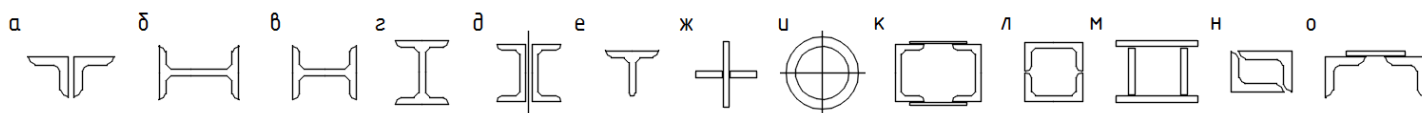


Рис.3 Типы сечений поясов ферм

Пример №2. Основные несущие фермы покрытия пролетом 107 м. Шаг ферм 16 м. Высота в коньке 8530 мм или 1/125 пролета. На основные фермы с шагом 9000 мм в качестве прогонов опираются вспомогательные фермы $l=16$ м. (рис.2)

Сечения элементов ферм следует проектировать из минимального числа составных профилей, удобных для соединений, стыкования и окраски, а также с

минимальным числом соединительных швов. При назначении сечений поясов рекомендуется: 1) принимать высоту сечения не более $(1/8 \div 1/12)l$ панели для исключения дополнительных напряжений от моментов вследствие жесткости узла; 2) изменять сечения по длине фермы в соответствии с изменением усилий в местах монтажных стыков и не чаще, чем через 12 м;

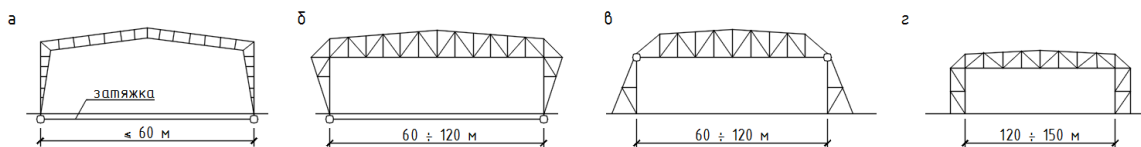
3) эксцентриситет ц.т. при переходе от одного сечения к другому не должен превышать 1,5% высоты сечения в Н-образных, крестовых и тавровых сечениях и не более 4% в двутавровых и замкнутых сечениях. При превышении это должно учитываться в расчетах; 4) при пролетах до 50-60 м и легких нагрузках сечения элементов ферм проектируют одностенчатыми, а при больших пролетах и нагрузках двустенчатыми.

Из двустенчатых сечений наиболее целесообразны Н-образные симметричные широкополочные прокатные и сварные сечения (рис.3 б,в), они удобны в сборке, легко центрируются и соединяются, в элементах таких сечений легко менять размеры. Недостаток – возможность накопления пыли, а иногда и воды. Рациональны сечения из 2-х швеллеров (рис. к, л). Трубчатые (рис.4) и замкнутые квадратные и прямоугольные рациональны по расходу стали, но усложняют решения узлов. Из ступенчатых наиболее рациональны тавровые (рис. е) и крестовые (рис. ж). Для легких ферм небольших пролетов возможно использование решетки по рис. а. Опорные раскосы проектируют по типу поясов. Двустенчатые элементы поясов принимают по рис. б,в,и,л,н,о.

Расчет ферм производится как для обычных стержневых систем, учёт моментов от жестких узлов учитывают только при ширине поясов более $1/10 l$ панели. Для эффективного применения высокопрокатной стали расчетная гибкость элементов рационально иметь в пределах 40 – 60.

3. Рамные покрытия применяют для пролетов 40÷150 м.

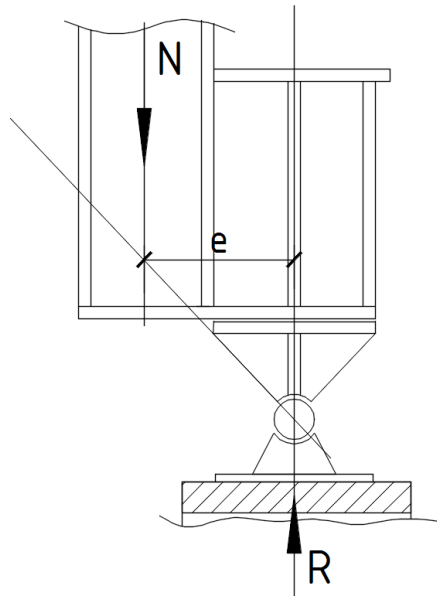
При бóльших пролетах рамы становятся неэкономичными. Преимущества по сравнению с балочными: меньший вес, бóльшая жесткость и возможная меньшая высота ригелей, а следовательно и меньшая высота стен и объем помещения, что снижает эксплуатационные расходы. Недостатки – бóльшая ширина колонн, чувствительность к неравномерным осадкам опор и изменениям температуры.



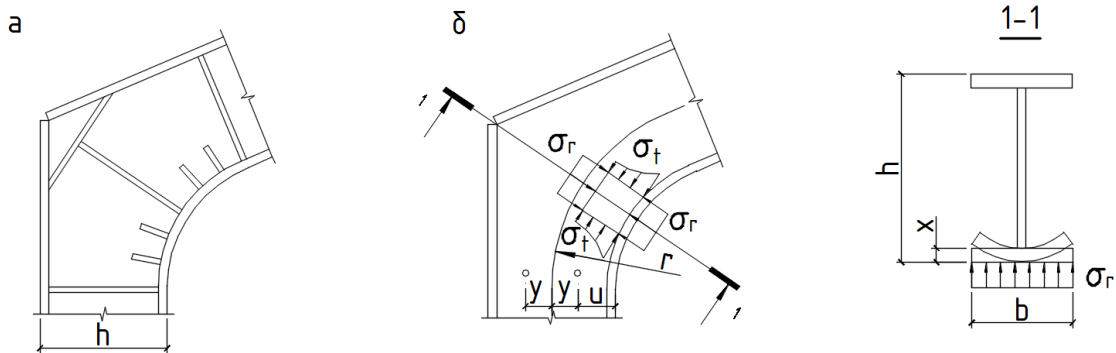
Спло

шные рамы применяют сравнительно редко и при относительно небольших пролетах (до 60 м) (рис. а). Их преимущества – меньшая трудоемкость изготовления, транспортабельность, меньшая высота ригеля ($1/20 \div 1/40$) пролета. На рис.а показана двухшарнирная рама, распор, в котором воспринимается затяжкой, расположенной на уровне опорных шарниров ниже отметки пола. Сквозные рамы могут быть двухшарнирными: с шарнирами в уровне фундаментов (рис.б), или в местах сопряжения ригеля со стойками (рис.в), а также 2х-шарнирными (рис.2). При решении по рис.в значительно упрощается монтаж конструкций, но более мощными получаются фундаменты и отсутствуют разгружающие ригель моменты в его опорах. Бесшарнирные рамы (рис.2) применяют при пролетах 120 ÷ 150 м, когда уменьшение изгибающего момента при жестких верхних узлах назначается $(1/12 \div 1/20)l$.

Снизить изгибающий момент в ригеле рамы, а следовательно и его высоту можно смещением в двухшарнирной раме опорных шарниров с оси стойки внутрь помещения на величину е



Ригели и стойки сплошных рам проектируют сварными двутаврового сечения и несущую способность проверяют как для внецентренно-сжатых стержней. Легкие сквозные рамы можно рассчитывать аналогично. Тяжелые (мощные) сквозные рамы рассчитывают как решетчатые системы с учетом деформаций всех стержней решетки. Прогиб большепролетных балок определяется только от временной нагрузки, т.е. прогиб от постоянной компенсируется соответствующим строительным подъемом.



Внутренний угол рамного узла сопряжения ригеля со стойкой во избежание концентрации напряжений в месте перегиба должен быть очерчен по плавной кривой (рис.а). В узле возникает сложное напряженное состояние от действия момента и нормальной силы. Напряжение определяют по формулам для

сплошностенчатого бруса. Нормальные напряжения в сечении на расстоянии y от нейтральной оси, перпендикулярные радиусу закругления.

$$\sigma_t = \frac{N}{A} + \frac{M}{A \times r} + \frac{M}{Z} \times y \times \left(\frac{r}{r+y} \right), \text{ нормальные радиальные напряжения: } \sigma_r = \int_0^u \frac{\sigma_t}{r} du$$

где r – радиус закругления, $Z = \int_A \frac{r \times y^2}{r+y} dA$ – функция, заменяющая момент инерции кривого бруса; y – расстояние от нейтральной оси до рассматриваемой точки; u – расстояние от рассматриваемой точки до внутренней кромки узла.

Радиальные напряжения, распределенные по ширине поясного листа вызывает его изгиб (сечение 1-1). Изгибающий момент в месте прикрепления пояса к стенке

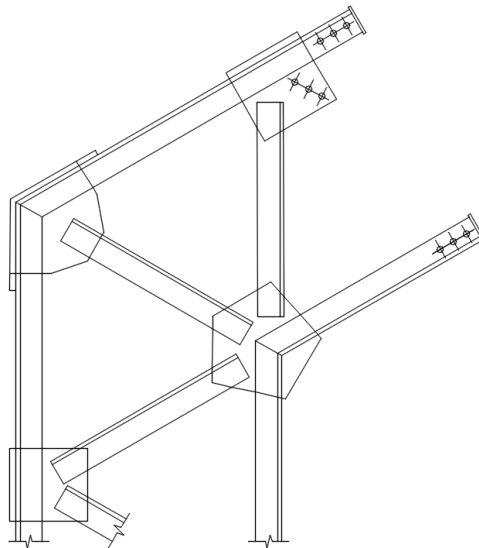
$$\text{(на единицу длины): } M = \frac{\sigma_r \times b^2}{8} = \left(\frac{\sigma_t}{r} \right) \times \frac{t \times b^2}{8}$$

$$\text{Нормальные напряжения } \sigma_r = \frac{6M}{t_n^2} = \left(\frac{3\sigma_t}{4r} \right) \times \left(\frac{b^2}{t} \right)$$

Т.О. наибольшие напряжения возникают в месте сопряжения пояса со стенкой:

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_t^2 + \sigma_r^2 - \sigma_t \times \sigma_r + 3\tau^2} \leq 1,15 \times R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n}$$

Для предотвращения потери устойчивости стенки в сжатой внутренней ее зоне ставят дополнительные короткие ребра жесткости.



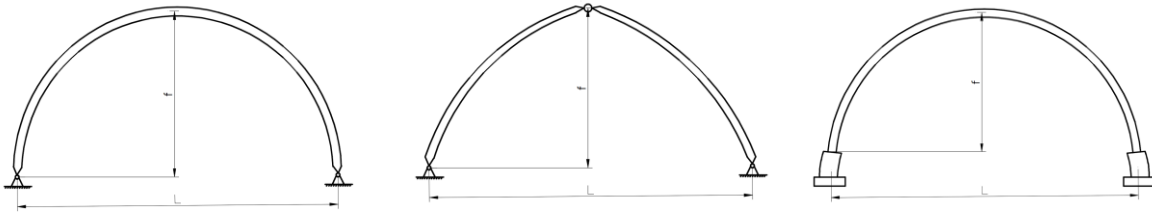
В

легких сварных рамах узел сопряжения ригеля со стойкой является наиболее ответственным местом, поэтому его целесообразно полностью выполнять на заводе, располагая монтажный стык за пределами узла. Возможен вариант укрепления сопряжения сплошной листовой вставкой, которая укрепляется ребрами жесткости по направлению сжимающих σ .

Опорные шарниры рам при реакциях $<2500 \div 3000$ кН проектируют плиточными, а при бóльших реакциях – цилиндрическими. Их конструкция и расчет рассмотрены в теме «Арки».

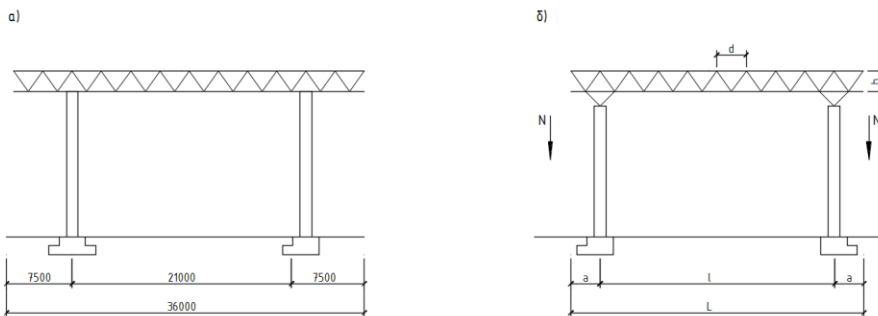
4. Арочные конструкции.

а) Система и типы арок.



При пролетах более $80 \div 100$ м по расходу металла арки значительно выгоднее, чем балочные или рамные системы. Самые распространенные – двухшарнирные арки (рис.а), характеризующиеся простотой изготовления и монтажа. Также арки легко деформируются вследствие свободного поворота в шарнирах, поэтому прирост напряжений от температурных воздействий и осадки опор незначителен. Трехшарнирные арки (рис.б) не имеют особых преимуществ перед двухшарнирными, т.к. их статическая определимость при значительной деформативности существенного значения не имеет. Наличие же шарнира усложняет конструкцию и устройство кровельного покрытия.

Структуры, образованные из перекрёстных ферм, идущих в трёх направлениях (рис. б) имеют статически неизменяемые кристаллы, могут работать на кручение и поэтому являются самыми жёсткими. Структуры, образованные из ферм, идущих в двух направлениях (рис. в) имеют статически изменяемые кристаллы, они не работают на кручение и поэтому менее жёсткие.



Конструкцию можно существенно облегчить, используя преимущества её пространственной работы и рассматривая её как плиту.

Этого достигают рациональным размещением опор, созданием консольных участков (рис. а), натяжением плиты по углам (рис. б). При создании преднапряжения в плоских системах необходимо напрягать каждую ферму (раму), а в структуре достаточно приложить силы по углам и напрягается вся система. Расстояние между колоннами (l) может варьироваться весьма широко, что позволяет создавать универсальные сооружения. Благодаря пространственной работе структуры, её высота (h) может быть существенно ниже высоты стропильных ферм и составляет $h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{25}\right) l$. Размер панели (d) тесно связан с высотой (h). Наиболее рациональный угол подкоса-раскоса к горизонтали $40 \div 50^\circ$. В то же время устройство беспрогонной кровли диктует размер панели $2 \div 3$ м. Структуры собирают на земле целиком или крупными блоками, а затем подают напряжённую ????. Наиболее сложным конструктивным вопросом является решение пространственного узла сопряжения строжней, что в основном определяет трудоёмкость устройства конструкций. Для наиболее рациональных по расходу металла трубчатых стержней чаще применяются узлы сопряжения с шаровой вставкой, имеющие ряд специфических конструктивных решений. Имеются решения сопряжений с помощью болтов или сварки.

Структурные плиты являются многостержневыми системами с большой степенью статической неопределимости. Максимально точный расчёт возможен только с применением современных вычислительных комплексов. Чаще всего используют программы, основанные на методе конечного элемента, в качестве которого принимают отдельный стержень. Современные программы позволяют учитывать определённые защемления стержней в узлах при сварных соединениях, а также некоторую податливость при болтовых. Возможен также и учёт геометрической нелинейности работы системы вследствие деформирования системы, изменения её первоначальной геометрии, а также и при ?? нелинейности, связанной с переходом металла в пластическую стадию работы. В приближённых расчётах многоэлементную стержневую модель заменяют континуальной моделью-упругой ортотропной плитой с упругими характеристиками и граничными ??, соответствующими

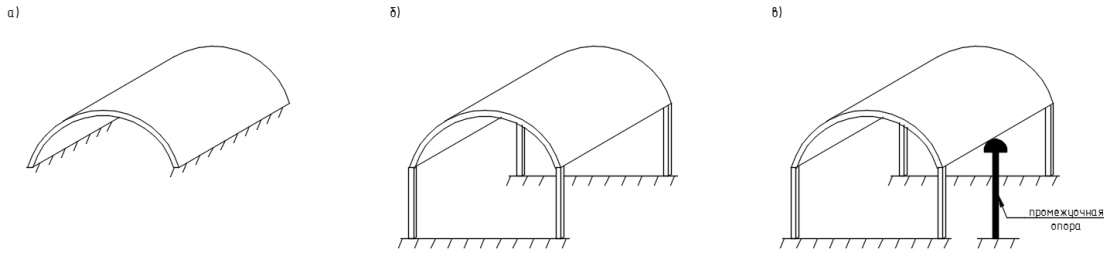
Величины моментов поперечных сил получают по таблицам для расчёта плит, а затем по M и Q находят расчётные усилия в стержнях:

$$\text{Для схемы на рис. 1б : } N_f = \pm 0,578 \frac{M_{пл} * d}{h}, N_s = \frac{Q_{пл} * d}{2 * \sin \alpha}$$

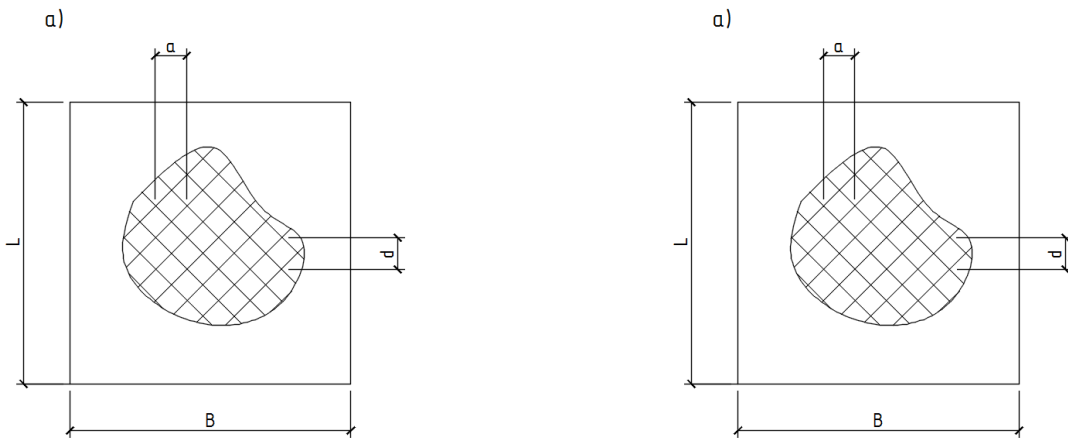
$$\text{Для схемы на рис. 1в : } N_f = \pm \frac{M_{пф} * d}{h}, N_s = - \frac{Q_{пф} * d}{2 * \sin \alpha}$$

Где N_f и N_s - усилия в поясных стержнях и опорных раскосах; $M_{пл}$, $Q_{пл}$, $M_{пф}$, $Q_{пф}$ - максимальные моменты и поперечные силы соответственно в изотропных плитах и перекрёстных фермах; d - длина поясных стержней(модуль); h - высота плиты; α - угол наклона раскосов к горизонтали.

3. Цилиндрические оболочки.



Цилиндрические сетчатые оболочки чаще всего выполняют в виде сводов с опиранием по продольным сторонам (рис. а), либо с опиранием на торцевые диафрагмы (рис. б), а также с промежуточными опорами. При пролётах до 30 м оболочки выполняются из ?? сетчатой структуры с прямоугольными, ромбическими или треугольными ячейками. При использовании высокопрочных сталей пролёты достигают 70÷90 м. Распор свода воспринимается фундаментами, стенами или затяжками.

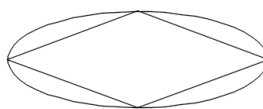


Наиболее проста ромбическая сетка (рис. а), однако не имея продольных элементов она может не обеспечить необходимую жёсткость. Такая конструкция работает как свод с пролётом L. При его расчёте вырезают полосу шириной в одну ячейку a, для которой определяют значения изгибающих элементов M_0 и нормальных сил N_0 . Сечения стержня подбирают по моменту $M = \frac{M_0}{2 \cdot \sin \alpha}$ и нормальной силе

$N = \frac{N_0}{2 \sin \alpha}$, где α - угол между стержнем сетки и образующей свода. Стержни проектируют из прокатных и штампованных профилей, из труб, а в мощных сводах из решётчатых фермочек небольшой высоты $h \approx \left(\frac{1}{80} \div \frac{1}{120}\right)L$. При введении в сетку продольных элементов жесткость конструкции существенно увеличивается (рис. б)

Конструктивные схемы двухсетчатых оболочек аналогичных схемам двухсетчатых структурных плит и также образуются системами перекрёстных ферм. По сравнению с односетчатыми они обладают большей жёсткостью и несущей способностью, ими можно перекрывать пролёты до 500÷700 м. Толщина оболочки (расстояние между сетками) принимается $h = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{100}\right)r$ при $\frac{f}{L} = \left(\frac{1}{6} \div \frac{1}{10}\right)$, где r -радиус поверхности.

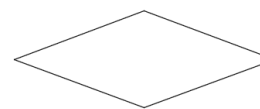
4. Оболочки двойкой кривизны могут иметь различную форму поверхности и позволяют создавать покрытия различной конфигурации в плане.



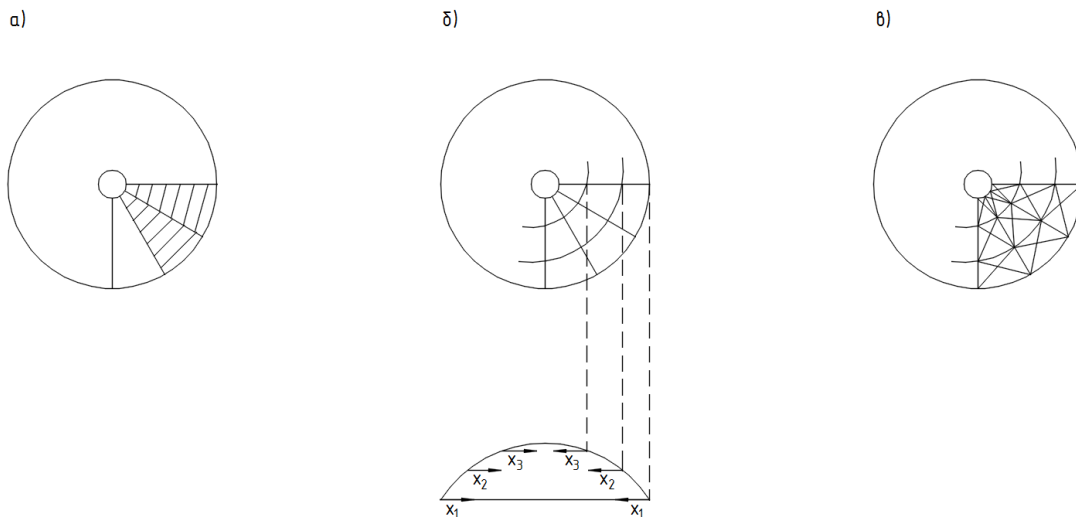
а)



б)



в)

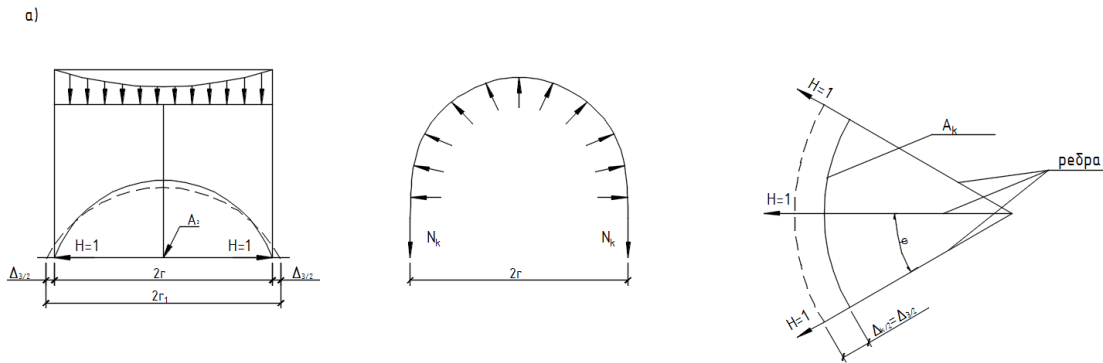


Наибольшее распространение получили оболочки положительной гауссовой кривизны на круговом плане-купола.

Первоначально купола проектировали из отдельных плоских несущих конструкций-арок, которые располагались в радиальном направлении и опирались на нижнее растянутое опорное кольцо (рис. а). Арки соединяются в вершине купола кольцом малого диаметра, работающего на сжатие. Кровля укладывается на прогоны. Такие купола называют ребристыми. Если в ребристом куполе включить в работу кольцевые прогоны, получим единую жёсткую пространственную систему с рядом колец, служащих основными затяжками для отдельных арок (рис. б). Такой купол называется ребристо-кольцевым. Если между рёбрами и кольцевыми прогонами разместить диагональные связи, то получим сетчатый купол (рис. в)-многосвязевую систему с весьма рациональным распределением усилий по поверхности. Возможны и другие типы сетчатых куполов.

А) Ребристые купола

Рёбра могут быть сквозными в виде лёгких ферм, либо более тяжёлыми, но более простыми в изготовлении-сплошными. В вершине купола располагается кольцо, к которому примыкают рёбра. Прогоны, примыкающие к рёбрам, обеспечивают их общую устойчивость, уменьшая расчётную длину из плоскости рёбер.

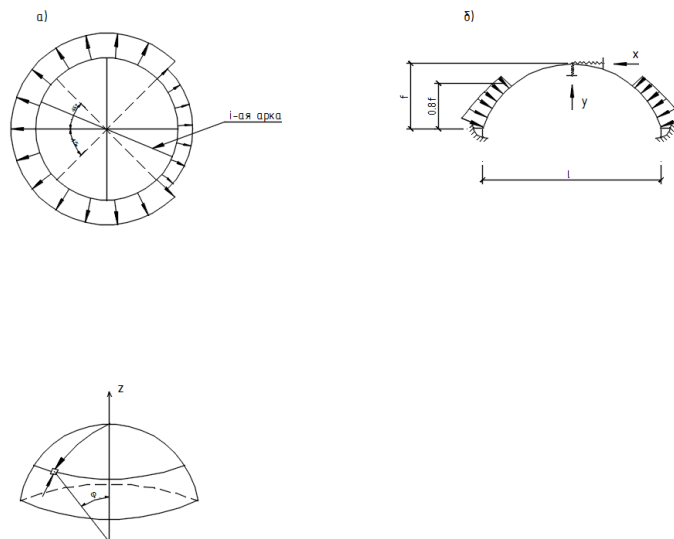


Ребристый купол при расчёте на вертикальную симметричную нагрузку может быть расчленён на отдельные плоские арки. Если распор купола воспринимается опорным кольцом, то при расчёте оно может быть заменено условной затяжкой, находящейся в плоскости каждой пары рёбер, образующих плоскую арку (рис. а). Площадь сечения условной затяжки принимается исходя из условия, что её упругие деформации равны упругим деформациям кольца в диаметральном направлении от горизонтальных ??? всех рёбер (рис. б). Приравнивая удлинение условной затяжки к увеличению диаметра кольца, получаем

E_k, E_3 - модули упругости материала кольца и затяжки; A_k - площадь сечения кольца

Верхнее кольцо, работающее на сжатие проверяют на прочность

$\sigma = \frac{N_{к,в}}{A_{к,верх}} = \frac{P_в * r_в}{A_{к,в}} \leq R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n}$ и на устойчивость $N_{к,в} = P_в * r_в \leq N_{cr} = \frac{3E * I_{к,в}}{r_в^2}$, где $r_в, A_{к,в}$ - радиус и площадь сечения верхнего кольца, $P_в = \frac{n * H}{2\pi * r_в}$ - действия распоров, приведённые к равномерному давлению, $I_{к,в}$ - момент инерции сечения верхнего кольца относительно вертикальной оси.



При расчёте купола на горизонтальную ветровую (или несимметричную вертикальную) нагрузку купол разбирается на 4 квадранта (рис. а). В 1 и 3 квадрантах равнодействующее ветровое давление действует в одном направлении и вызывает горизонтальное смещение. Во 2 и 4 квадрантах ветер действует в противоположных направлениях и горизонтальных смещений купола не вызывает. Наиболее смещение получает расчётная арка, расположенная по биссектрисам 1 и 3 квадрантов. При расчёте все арки, расположенные в 1 и 3 квадрантах можем рассматривать как одну эквивалентную арку с моментом инерции: $I_3 = I \sum_{i=1}^m \cos \varphi_i$, где I – момент инерции одной арки. φ_i – угол наклона i -ой арки к направлению равнодействующей ветра. Сумма Σ - относится ко всем 1 и 3 квадрантов (m -число арок).

Эквивалентную арку рассматривают без учёта симметричного отсosa в верхней части (рис. б), который не влияет на горизонтальное смещение. Арки, расположенные во 2 и 4 квадрантах, оказывают упругое противодействие перемещениям в ключе рассматриваемой эквивалентной арки (связи по x и y). Считая эквивалентную арку трёхшарнирной обычно по методу сил определяют неизвестные реакции x и y , после чего определяют опорные реакции и усилие в сечениях по длине арки. В наиболее нагруженной арке (расположенной по биссектрисам 1 и 3 квадрантов усилия получают делением усилий в эквивалентной арке на величину $\sum_{i=1}^m \cos \varphi_i$.

Б) Ребристо-кольцевые купола. Кольцевые прогоны в таких куполах работает так же, как опорное кольцо (в ребристом куполе и могут быть заменены условными затяжками (рис. 1б), площадь которых определяется по той же формуле.

В) Сетчатые купола обычно состоят из радиальных рёбер, кольцевых опор и диагональных связей. Сверху и снизу рёбра примыкают к опорным кольцам. Расчёт сетчатых куполов ведут по безмоментной теории, условиями применения которой

являются: плавность изменения приведённой толщины оболочки, постоянство радиуса кривизны её меридиана, плавность изменения нагрузки, свободное перемещение краёв купола в радиальном и кольцевом направлении. При этих условиях и равномерно распределённой нагрузке, нагрузке от собственного веса имеют место только меридиальные F_1 и кольцевые F_2 усилия.

Основное уравнение равновесия безмоментной сферической оболочки имеет вид:

$F_1 + F_2 = p * R_y$, где $P = g * \cos \varphi$ – равномерно распределённое давление на единицу поверхности купола q - собственный вес на 1 м^2 . Усилия от собственного веса $F_1 = -\frac{g*r}{(1+\cos\varphi)}$;

$F_2 = -g * r(\cos \varphi - \frac{1}{(1+\cos\varphi)})$, что в вершине купола, при $z=R$ получаем $F_1 = F_2 = \frac{g*r}{2}$

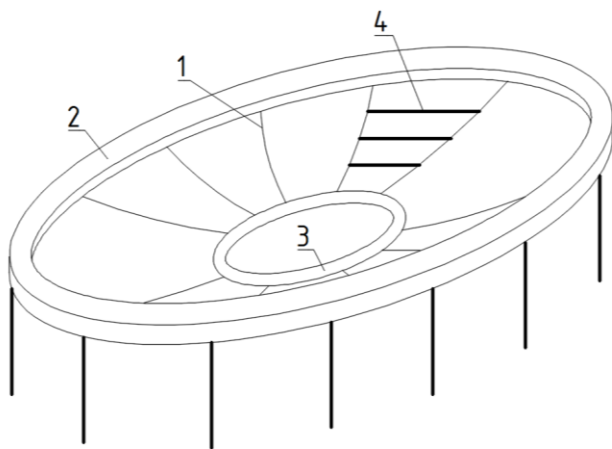
В основании оболочки, при $z=0$ имеем $F_1 = F_2 = g * r$.

Полученные выражения для F_1 и F_2 при действии снеговой и ветровой нагрузок. Усилия в стержнях купола определяют умножением усилий F_1 и F_2 (на единицу площади) на соответствующие расстояния между стержнями в рассматриваемом сечении купола. При этом усилия F_1 и F_2 проецируются на направление стержней.

Вантовые висячие покрытия

Лекция

Основным несущим элементом вантовых покрытий являются ванты, которые изготавливаются из стержней или тросов. Материалом для вант служит высокопрочная сталь, предел прочности таких сталей может достигать 2400 МПа. Вторым несущим элементом вантовых висячих покрытий является опорный контур (см. рис. ...), который может изготавливаться из стали или железобетона. При круглом плане покрытия и при радиальном расположении вант используется еще один несущий элемент – центральное кольцо, которое всегда изготавливается из стали.



На ванты укладываются плиты покрытия, которые могут быть железобетонными или трехслойными типа «сэндвич».

Вантовые висячие покрытия являются распорными – в уровне покрытия возникают горизонтальные опорные реакции, которые воспринимаются опорным контуром, который в этом случае у. б. заскнутым, или оттяжками или пилонами.

Преимущества вантовых висячих покрытий:

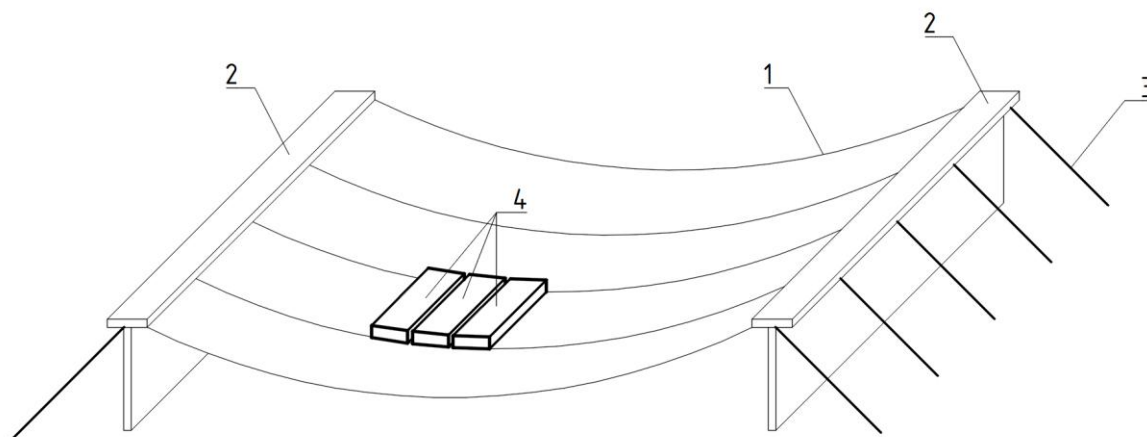
1. Наименьший расход металла, который обусловлен работой вант только на растяжение;
2. Хорошая транспортабельность (ванты поставляются на монтажную площадку свернутыми в виде бухт);
3. Возможность ведения монтажа вант без строительных лесов;
4. Высокая сейсмостойкость – колебания не приводят к появлению в вантах изгибных напряжений, т.к. изгибная жесткость вант близка к нулю;
5. Архитектурная выразительность. Вантовые системы могут образовывать оболочки покрытий нулевой, положительной и отрицательной привязки.

Недостатком вантовых висячих покрытий является повышенная деформативность, которая обусловлена не только появлением растягивающих

усилий в вантах, но и формой распределения внешней нагрузки. Перемещения, обусловленные формой нагрузки, называются кинематическими. Для уменьшения деформативности вантовых покрытий используют предварительное напряжение.

1. Однопоясные вантовые покрытия

Наиболее распространенный тип таких покрытий представлен на рис. ... Другой тип, также довольно распространенный, представлен на рис. ...

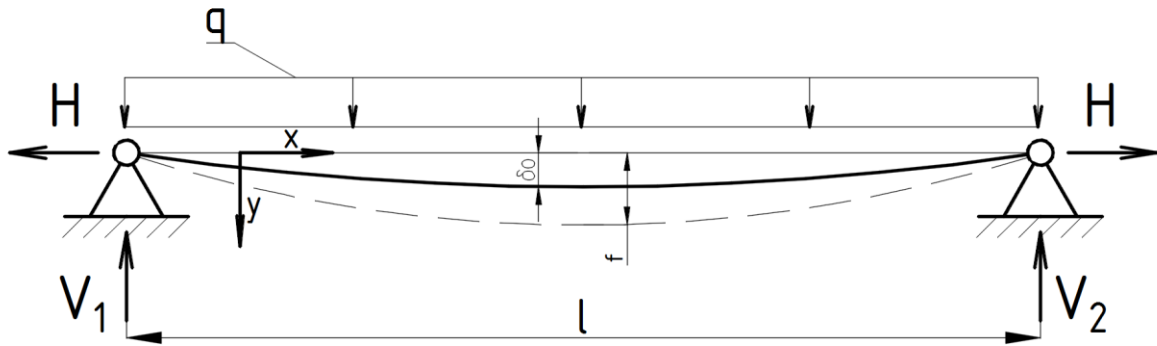


Стабилизация (уменьшение перемещений) достигается с помощью преднапряжения, которое может быть выполнено двумя способами:

1. Заливкой швов между плитами покрытия бетоном на напрягающем цементе (А.С. №359354 «Способ возведения висячих сборных оболочек зданий и сооружений»);
2. С помощью пригруза: пригруз укладывается на плиты покрытия, после этого в швы между плитами покрытия заливается цементный раствор, затем после затвердевания раствора пригруз демонтируется.

Расчет вант

Расчетная схема ванты приведена на рис. ...



Вертикальные опорные реакции (V_1 и V_2) определяются как для однопролетной балки. Распор (H) может быть определен без учета геометрической нелинейности ванты:

$$H =$$

Если M_{\max} образуется в середине пролета. Здесь f_0 - начальная стрела провисания вант.

Определение распора без учета геометрической нелинейности дает преувеличение в пределах 10...20%.

Определение распора с учетом геометрической нелинейности осуществляется решением кубического уравнения:

$$H^3 + B \times H^2 - C = 0$$

$$B = 8 \times E \times A \times \cos^5 \beta / (3l^2 / f_0^2)$$

$$C = E \times A \times D \times \cos^5 \beta / (2l)$$

β - угол между горизонталью и линией соединения

$$D - \text{характеристика нагрузки: } D = \int_0^l Q^2(x) dx$$

$Q(x)$ - поперечная сила, определяемая как для однопролетной балки.

Для равномерной нагрузки по всему пролету $D = q^2 l^3 / 12$, для равномерной нагрузки на половине пролета $D = 5q^2 l^3 / 192$, для нагрузки, распределенной по треугольнику по всему пролету (при радиальном расположении вант): $D = q^2 l^3 / 80$; для нагрузки, распределенной по треугольнику на половине пролета: $D = 13q^2 l^3 / 2880$.

Расчет опорного контура

Расчет замкнутого опорного контура осуществляется методами строительной механики: методом сил или методом перемещений. Здесь также следует выполнять расчет с учетом геометрической нелинейности (с учетом податливости опорного

контура). Учет податливости приводит к перераспределению усилий (изгибающих моментов) до 30%.

Незамкнутый опорный контур рассчитывается как неразрезная многопролетная балка.

Изгибно-жесткие ванты

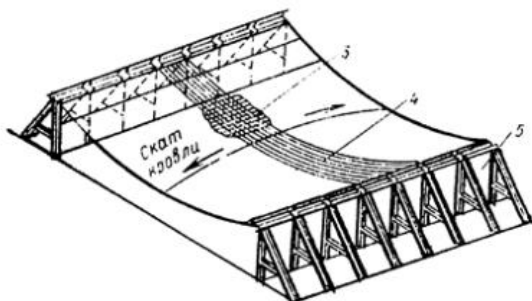
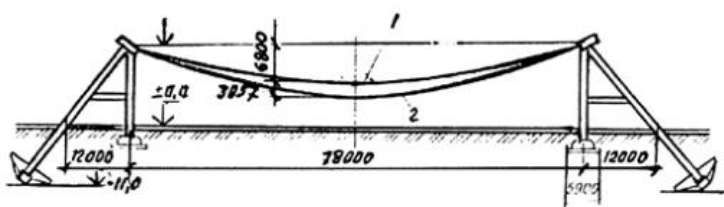
Для уменьшения деформативности висячих покрытий без применения вышеуказанных способов можно использовать ванты, обладающие некоторой изгибной жесткостью (жесткие нити). При этом изгибная жесткость у б. такой, что изгибные напряжения не становились доминирующими. Как правило, изгибные напряжения составляют 10...15% от напряжений, обусловленных продольными усилиями. При этом, как показали исследования, изгибная жесткость не оказывает существенного влияния на значения распора, но снижает деформативность.

Требуемая изгибная жесткость ванта (EI) определяется из ограничения приращения провеса (Δf) при действии временной нагрузки:

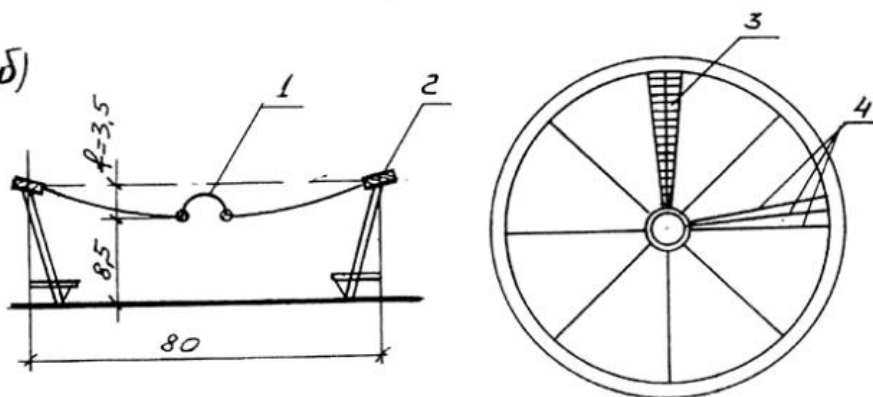
Формулы

Жесткие нити могут быть сплошностенчатыми (из прокатных или составных двутавров) и сквозные (ввиду профисающих ферм).

а)



б)



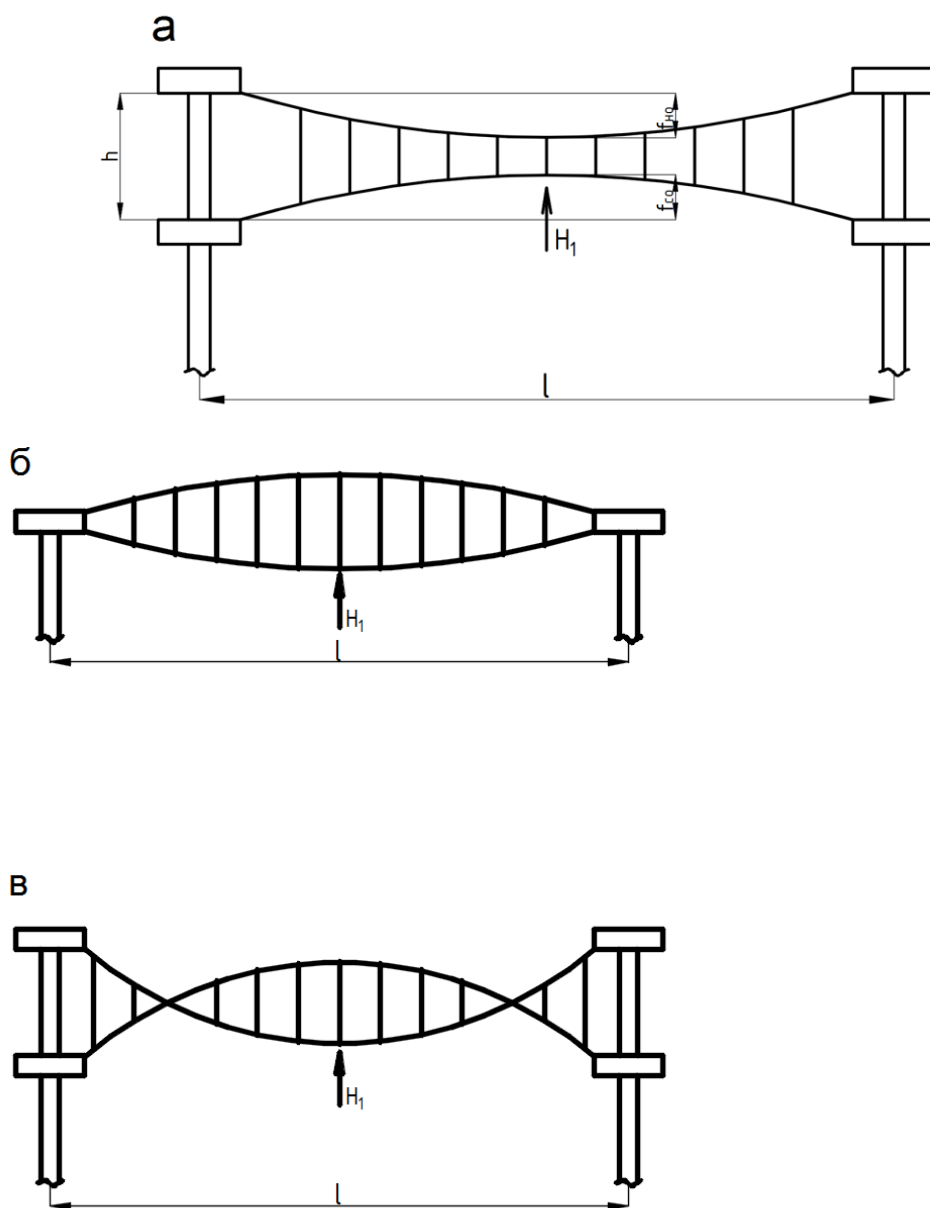
а – прямоугольные в плане (1 и 2 – гибкие ванты различного провеса для создания уклона кровли:

б – круглые в плане (1– центральное кольцо, 2– опорный контур, 3 – железобетонные плиты, 4 – гибкие ванты)

Рис.1 Однопоясные покрытия с гибкими вантами

2. Двухпоясные вантовые покрытия

Возможные схемы двухпоясных покрытий приведены на рисунке ниже.



Двухпоясные вантовые покрытия состоят из вант двух назначений: несущих вант (провисающих) и стабилизирующих (вакуумных). Между несущими и стабилизирующими вантами располагаются стойки. Двухпоясные покрытия должны быть преднапряженными: несущие и стабилизирующие ванты должны быть растянутыми, а стойки в схеме «а» также растянутыми, в схеме «б» – сжатыми, в схеме «в» – в средней части – сжатыми, в приопорной части – растянутыми.

Расположение вант по схеме «а» предусматривает два опорных контура и внутренний водоотвод, но зато здесь стойки работают на растяжение и соответственно имеют меньшую металлоемкость. Схема «б» предусматривает только один опорный контур и внешний водоотвод, но при этом стойки работают на сжатие и соответственно имеют большую металлоемкость. Схема «в» предусматривает два опорных контура и внутренний водоотвод, но с меньшей длиной водоотводящей

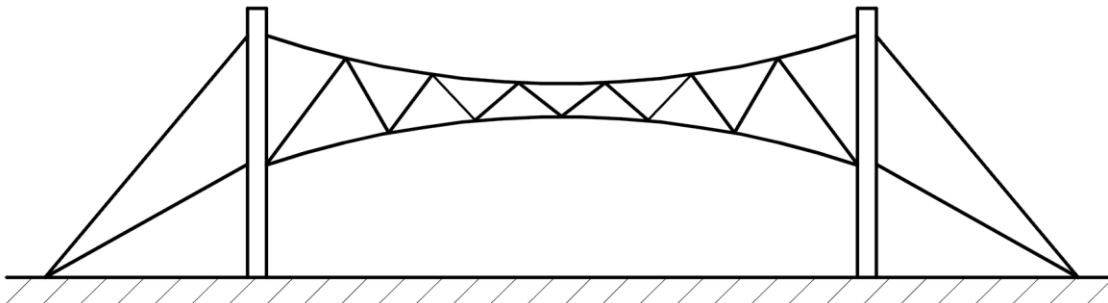
системы. Металлоемкость стоек, несмотря на то, что стойки в средней части работают на сжатие, является минимальной, т.к. существенно уменьшается их длина. Строительная высота постройки (h) при одинаковых стрелах провисания (f_{co} и f_{ho}) получается наибольшей для схемы «а» и наименьшей для схемы «в». Высота здания (H_1) (высота стенового заполнения) получается наибольшей для схемы «а».

Очертание вант должно соответствовать распределению внешней нагрузки: при равномерном распределении очертание делается по квадратной параболе, при распределении нагрузки по треугольнику – по кубической параболе. Стрелки для несущих и стабилизирующих вант назначаются в пределах $1/8 \dots 1/20 l$. Шаг стоек определяется размером плит покрытия.

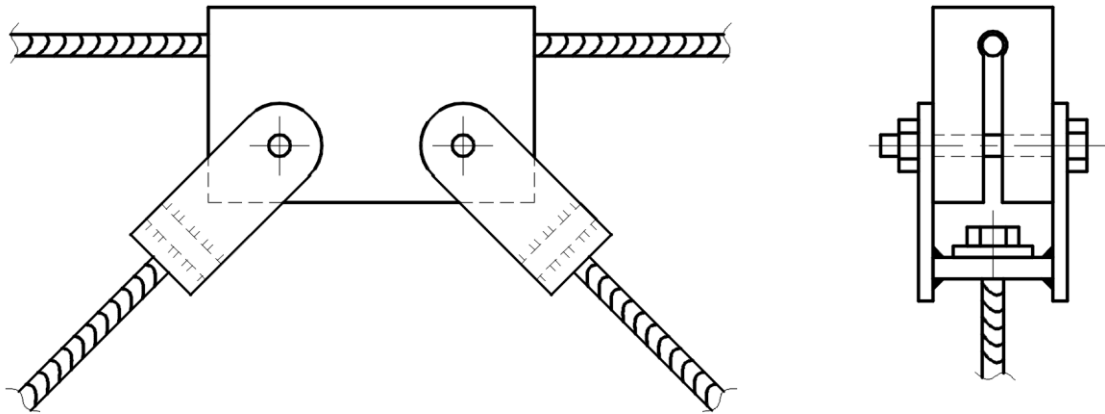
Расчет двухпоясных вантовых покрытий выполняют с помощью программных комплексов. При этом, учитывая геометрическую нелинейность системы, следует использовать пошаговый метод.

3. Тросовые фермы

Один из вариантов тросовых ферм приведен на рис. ниже. Все элементы таких ферм изготавливаются из тросов.



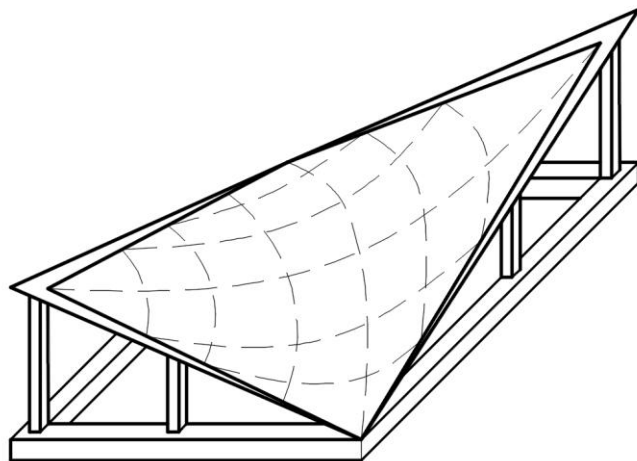
Тросовые фермы должны быть преднапряженными, пояса и раскосы должны быть предварительно растянутыми, при этом усилие растяжения должно перекрывать сжимающее усилие, возникающее в стержне после приложения внешней нагрузки на 10...15%. Узел сопряжения стержней из тросов:



Тросовые фермы являются статически неопределимыми (в общем случае 5 раз). Если предположить, что опоры тросовых ферм являются неподвижными и в коньке (по центру пролета) верхний пояс и нижний пояс соединить в один узел, то тросовая ферма становится дважды статически неопределимой. Задача решается методом сил. Усилия в стержнях определяются дважды: от внешней нагрузки и от единичных сил (последовательно каждый раскос заменяется единичной силой). Далее, сопоставляя усилия от внешней нагрузки и от единичных усилий в раскосах, назначают усилия преднапряжения таким образом, чтобы в сжатых стержнях суммарные усилия от внешней нагрузки и от преднапряжения были растягивающими, значения которых должны на 15...20% превышать сжимающие усилия от внешней нагрузки. По наибольшим усилиям до приложения внешней нагрузки или после приложения внешней нагрузки подбираются сечения стержней.

4. Седловидные вантовые покрытия

Схема покрытия в виде седловидной вантовой сетки приведена на рисунке:



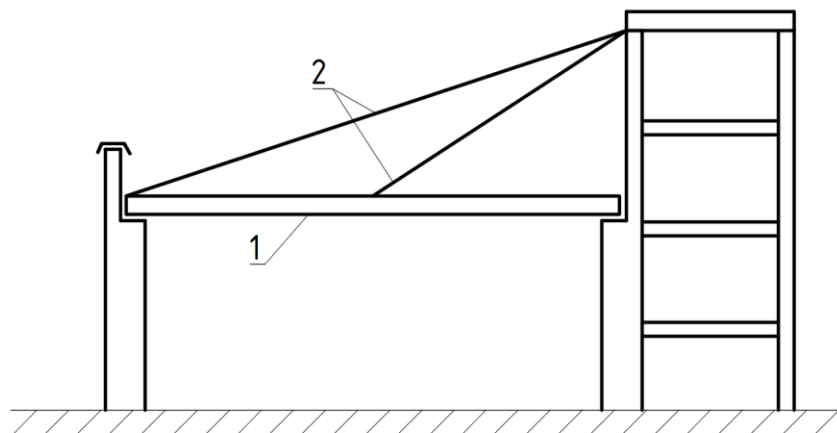
Поверхность покрытия в виде седловидной сетки – гиперболический параболоид. Сетка образуется несущими вантами (провисающими) и

стабилизирующими (вакуумными). Сетка должна быть преднапряженной. Преднапряжение может быть осуществлено натяжением вант или за счет опускания верхних узлов опорного контура (для осуществления этого процесса нижние узлы опорного контура на время опускания должны быть шарнирными).

Расчет вантовых сеток осуществляется с помощью программных комплексов с использованием пошагового метода.

5. Комбинированные системы

Один из вариантов комбинированной системы, используемой в качестве несущей части покрытия, приведена на рисунке:



Комбинированные системы используются также в качестве пролетных строений мостов. Комбинированная система состоит из балки жесткости (1), подвешенной на вантах. Регулирование усилий в вантах позволяет оптимизировать эпюру изгибающих моментов.

Определение усилий в элементах комбинированной системы осуществляется методами строительной механики.

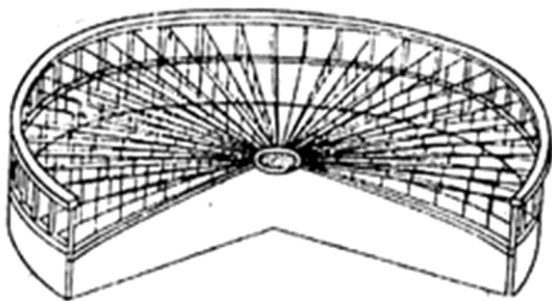
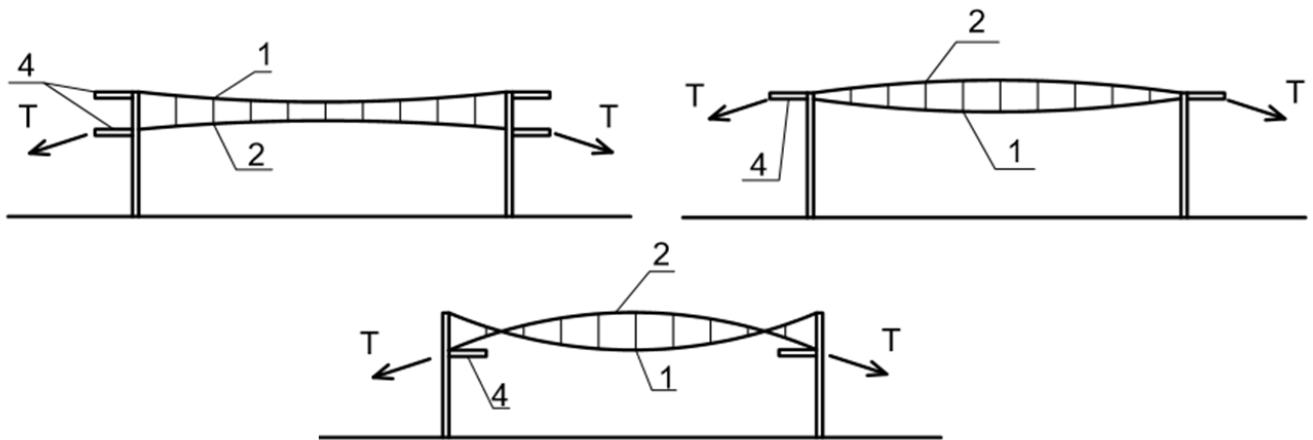


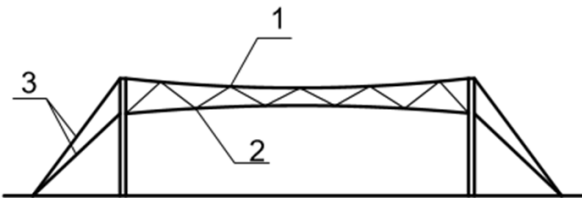
Рис. 3 Общий вид двухпоясных систем

На рис.4 приведены схемы двухпоясных систем: а) – с оттяжками, б), в), г) – со стабилизирующим поясом.



1 – несущая ванта, 2 – стабилизирующая ванта, 3 – оттяжки,
4 – опорный контур; T – усилие предварительного натяжения стабилизирующей ванты.

Рис. 4 Схемы двухпоясных систем.



Лекция: Высотные сооружения

К высотным сооружениям относятся: башни, мачты, опоры ЛЭП, дымовые трубы, осветительные вышки. Отличительной особенностью расчета высотных сооружений является доминирующее влияние ветровой нагрузки. При проектировании высотных сооружений учитывается средняя составляющая ветровой нагрузки и пульсационная составляющая. При проектировании высотных сооружений в виде цилиндрических оболочек учитывается еще резонансные явления. Особенностью распределения ветровой нагрузки является учет спадов – уменьшения ветрового давления на части высоты сооружения. Учет спадов приводит к существенному увеличению усилий в

решетке башен и мачт. В данной лекции рассматриваются только решетчатые высотные сооружения.

1. Башни

Один из вариантов конструктивного решения башни приведен на рис. 5

Ширина опорной части башни принимается в пределах $1/8 \dots 1/15H$. Сечение ствола может быть в виде треугольника, квадрата или шестиугольника. С увеличением количества граней возрастает крутильная жесткость ствола, но при этом увеличивается и металлоемкость. Наиболее распространенным сечением ствола является квадрат. Решетка башен может быть крестообразная, ромбическая, полураскосная или треугольная со стойками. Тип решетки назначается в зависимости от требуемой жесткости ствола башни.

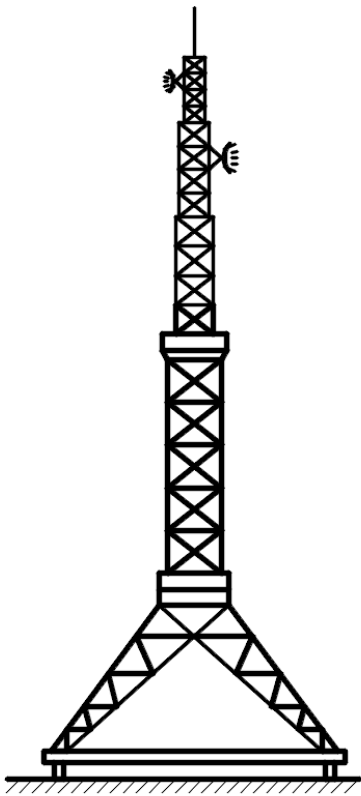


Рис.5. Конструктивное решение башни

Сечения элементов башен могут быть из одиночных уголков (при $H \leq 50\text{м}$) или из круглых труб. Труба позволяет существенно снизить ветровую нагрузку на башню за счет меньшего аэродинамического коэффициента: для обычных профилей этот коэффициент равен 1,4, а для труб он изменяется в пределах $0,43 \dots 1,2$ в зависимости от числа Рейнольдса ($R_e = 0,88 \cdot \frac{v \cdot d}{\eta}$). Раскосы могут быть изготовлены также из круглых стержней, которые для предотвращения колебаний должны быть преднапряженными.

По высоте башни усиливаются диафрагмами, которые предусматриваются в местах перелома поясов, действия сосредоточенных сил, навески технологического оборудования (антенн), а также в узлах сопряжения секций (отправочных марок). Расстояния между диафрагмами не должны превышать устроенной ширины ствола башни.

В целях уменьшения ветровой нагрузки рекомендуется сопряжения элементов башни выполнять бесфасонными. В случае, если фасонки становятся необходимыми (например при использовании круглых стержней в качестве решетки), то следует для уменьшения концентрации напряжений предусматривать плавный переход от элементов решетки к поясным элементам.

Основы расчета. Для определения усилий от ветровой нагрузки сечения элементов башни должны быть известны. Поэтому предварительно сечения элементов назначаются исходя из имеющихся проектных разработок и в дальнейшем сечения элементов корректируются по фактическим усилиям. При этом следует учитывать, что изменение сечений влечет изменения усилий от ветровой нагрузки. Для определения наибольших усилий в поясах треугольной и шестиугольной башни направление ветра принимается перпендикулярно плоскости грани, для квадратной башни направление ветра принимается по диагонали. Предполагается, что вертикальная нагрузка (N) воспринимается только поясами.

При определении усилий в элементах решетки допускается распределить ветровую нагрузку между гранями башни и рассматривать затем каждую грань как консольную ферму. При этом для квадратных башен как и для круглых сечений направление ветра принимается перпендикулярно грани. Для получения наибольших усилий в элементах решетки следует учитывать ветровую нагрузку с учетом спадов. Допускается упрощенный учет спадов ветровой нагрузки: если усилия в элементах решетки не превышают 100 кН, то для учета спадов усилия в решетке нужно увеличить в 2 раза.

Диафрагмы рассчитываются на поперечную силу, действующую в месте расположения диафрагмы. При наличии крутящего момента ($M_{кр}$) значение поперечной силы увеличивается:

$$Q_{дон} = M_{кр} / (n \times a_i)$$

где n – количество граней;

a_i – расстояние от центра тяжести сечения башни до грани.

Горизонтальные перемещения башни определяются по формуле Мора.

2. Мачты

Схема мачты приведена на рис. 6

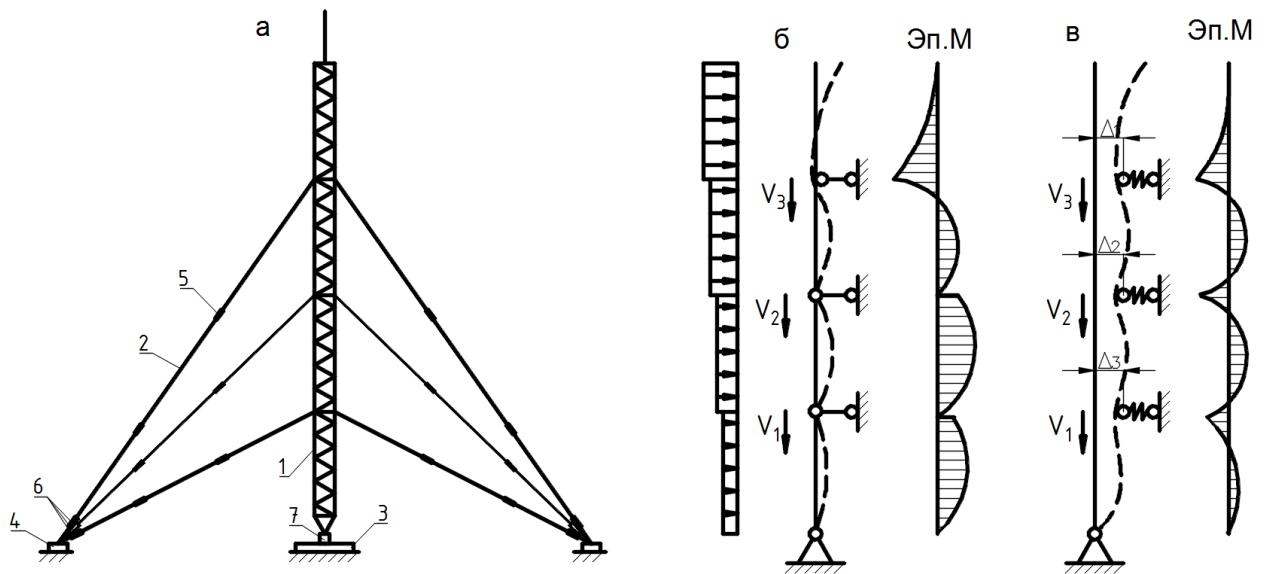


Рис.6. Конструктивное решение мачты.

Ствол мачты удерживается в вертикальном положении с помощью оттяжек, которые изготавливаются из канатов. Угол наклона оттяжек к горизонту не должен превышать 60° . Ствол мачты имеет сечение в виде треугольника или квадрата. Ширина грани в зависимости от нагрузки изменяется в пределах $1/60 \dots 1/200H$. Расстояние между ярусами оттяжек принимается равным $30 \dots 40b$, где « b » – ширина грани.

Основной тип решетки – треугольная. Сечение элементов – круглая труба. Соединения элементов бесфасовочные. Для натяжения оттяжек используются специальные стяжные приспособления. Если мачта должна быть изолирована от земли, то в оттяжки крепятся изоляторы и ствол мачты опирается на центральный фундамент через фарфоровый изолятор.

Основы расчета. При расчете мачт допускаются следующие упрощения:

1. Ветровая нагрузка на ствол принимается равномерной между ярусами оттяжек и равной нагрузке l средней точки пролета;
2. Ветровая нагрузка на оттяжки также принимается равномерной и равной нагрузке на высоте $2/3$ отметки подвеса оттяжки;
3. Нагрузка от изоляторов и гололеда принимается распределенной по длине оттяжки. Значение нагрузки определяется из условия равенства изгибающих моментов;
4. Вся нагрузка на оттяжку приводится к равномерно распределенной по хорде и в расчете учитывается только проекция этой нагрузки на перпендикуляр к хорде.

Расчетные схемы оттяжек приведены на рис. 7

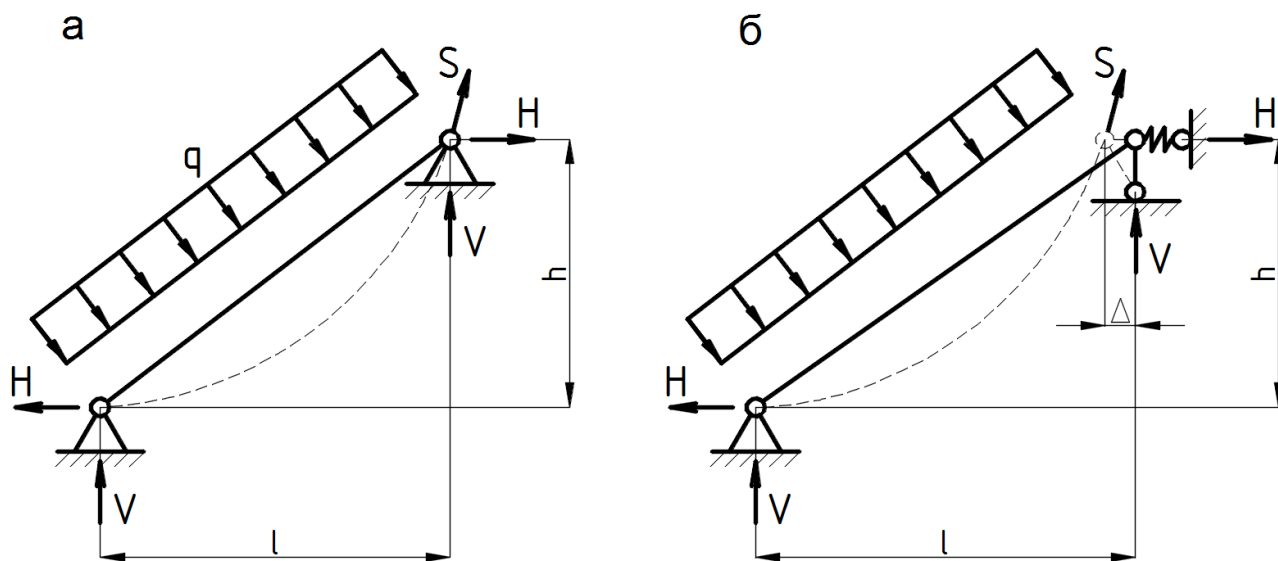


Рис.7. Расчётная схема оттяжки.

Мачты рассчитываются в два этапа. На первом этапе на основании имеющихся проектных разработок назначается сечение ствола, число ярусов, сечения поясов, элементов решетки и оттяжек. Затем определяют нагрузку и усилия в оттяжках и стволе. При этом предполагается, что узлы крепления оттяжек являются не сменяемыми (см. расчетную схему на рис. б), а ствол мачты состоит из отдельных разрезных балок (см. расчетную схему на рис. б). После этого участки ствола между ярусами оттяжки проверяются на устойчивость как сквозные внецентренно сжатые элементы. Если проверки оказываются положительными, то начинается 2-й этап расчета.

На втором этапе ствол мачты рассматривается как неразрезная многопролетная балка на упругоподатливых опорах (см. расчетную схему на рис. б,б), а оттяжки как предварительно натянутую нить с опорами на разных уровнях, при этом верхняя опора является упругоподатливой (см. расчетную схему на рис. б,в).

На втором этапе расчет мачты может выполняться тремя способами.

Расчет по 1-му способу начинают с назначения начального натяжения оттяжек (H_0). Затем определяют вертикальные реакции (V) и распор (H) при действии внешней нагрузки:

$$H^3 + (E \times A \times D / (2lH_0^2) - H_0) \cos^5 \beta \times H^2 = E \times A \times D \cos^5 \beta / (2l)$$

После этого определяются горизонтальные перемещения (Δ) и усилия в стволе (M, Q, N).

По 2-му способу вначале задают оптимальную эпюру изгибающих моментов (пролетные моменты равны опорным моментам), затем определяют горизонтальные перемещения (Δ) и усилия в оттяжках. По 3-му способу назначают горизонтальные перемещения (Δ), затем определяют усилия в оттяжках и усилия в стволе мачты.

После определения усилий производится проверка прочности элементов ствола иачты и оттяжек. При положительных результатах приступают к проверке ствола на общую устойчивость. Потеря устойчивости ствола мачты прелставляет собой сложный случай потери устойчивости многопролетного сжатоизогнутого решетчатого стержня на упругоподатливых опорах. Учитвая указанную сложность, рекомендуется осевую силу увеличивать на 30%. Проверка устойчивости производится по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{\phi_e \cdot A}$$

где ϕ_e – Определяется в зависимости от относительного эксцентриситета и условной гибкости. Для определения гибкости используется расчетная длина, равная расстоянию между ярусами оттяжек.

3. Опоры ЛЭП

Возможные конструктивные варианты опор ЛЭП приведены на рис8.

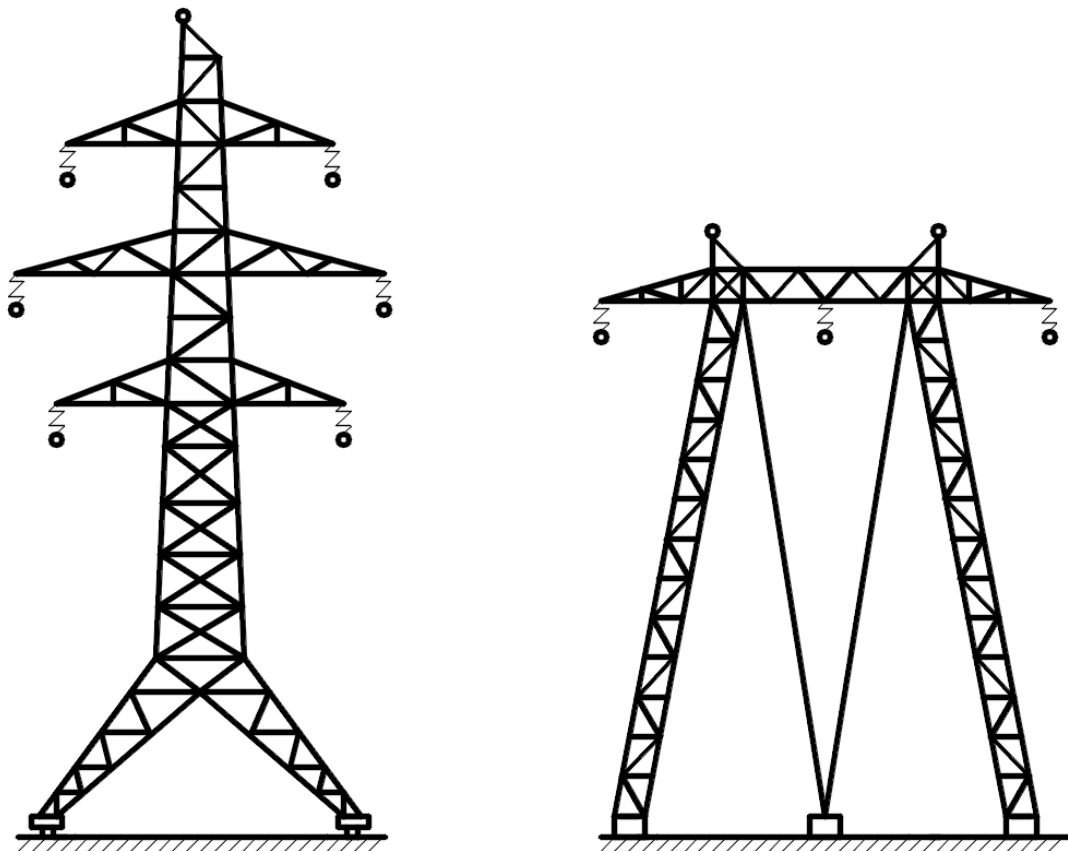


Рис.8. Конструктивные решения опор ЛЭП.

Конструктивные решения опор ЛЭП зависят от следующих факторов: значения напряжений; расположения проводов; назначения опор; вида местности. С увеличением напряжения увеличивается высота и мощность опор. Варианты расположения проводов приведены на рис.9 (незалитые кружки – горизонтальные тросы).

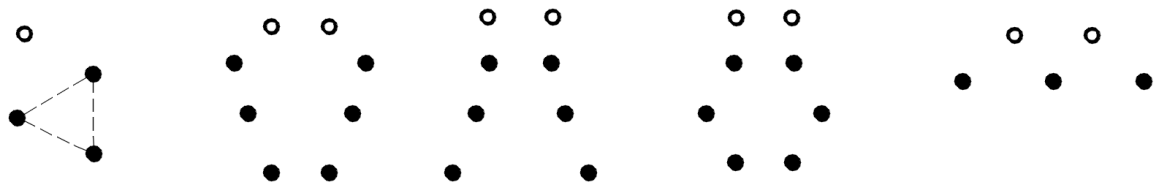


Рис.9. Варианты расположения проводов.

По назначению опоры ЛЭП бывают: промежуточные (80...90% всех видов опор); анкерные, концевые, угловые, переходные. Промежуточные опоры не воспринимают горизонтальные нагрузки от проводов. Все остальные опоры воспринимают вертикальные и горизонтальные усилия от проводов, в том числе горизонтальные нагрузки от частичного обрыва проводов. Ширина базы башенных промежуточных опор $(1/7...1/10)H$, для промежуточных – $(1/3...1/5)H$.

Если местность холмистая, то опоры устанавливаются на наиболее высоких холмах или высота опоры увеличивается на высоту холма, располагаемого между опорами.

Конструкция опор ЛЭП может иметь форму башни (рис. 8) или портала (рис. 8) с использованием оттяжек или без них. Сечение ствола опор ЛЭП как правило квадратное. Тип решетки – треугольный, скрестообразный, ромбический. По высоте ствол укрепляется диафрагмами, которые ставятся через 8...15м, но обязательно в местах перелома поясов и в местах приложения сосредоточенных сил. Сечение элементов опор (поясов, раскосов) принимается из одиночных равнополочных уголков. Соединение элементов решетки с поясами бесфасоночное на болтах или на сварке. Провода делают сталеалюминиевыми, а горизонтальные провода из стальных тросов.

Основы расчета. Провода рассчитываются как гибкие нити (см. вантовые покрытия). Ствол опор ЛЭП рассчитывается по аналогии с расчетом башен. При расчете промежуточных опор учитываются следующие нагрузки: ветровая нагрузка,

нагрузка от собственного веса опоры и проводов, обледенение. При расчете не промежуточных опор дополнительно учитывается натяжение проводов, в том числе нагрузка, возникающая при частичном обрыве проводов. В некоторых случаях учитываются нагрузки, возникающие в процессе транспортирования опор и при их монтаже.

Лекция. Тонколистовые металлические оболочки покрытий.

Тонколистовые металлические оболочки, используемые в качестве покрытий зданий и сооружений, являются наиболее эффективным типом покрытия прежде всего по расходу металла. Это обусловлено тем, что в пролетной конструкции возникает двухосное напряженное состояние с преимущественно растягивающими напряжениями и таким образом наиболее полно используются прочностные свойства металлов. Кроме того, тонколистовые металлические оболочки совмещают в себе несущие и ограждающие функции и не требуют в уровне покрытия устройство горизонтальных связей.

Покрытия с применением тонколистовых металлических оболочек имеют наименьшую строительную высоту, что уменьшает площадь стенового ограждения и снижает ветровую нагрузку и усилия от нее. Также следует отметить, что тонколистовые металлические оболочки позволяют создавать объекты с высокой архитектурной выразительностью.

Кровля по тонколистовым металлическим оболочкам имеет традиционный состав. При применении тонколистовых металлических оболочек представляется возможность использовать их в качестве гидроизоляции. В этом случае утеплитель прикрепляется к тонколистовым металлическим оболочкам снизу, предусматривая пароизоляцию, например, из фольгоизола и защитную сетку на случай отклеивания утеплителя. Покрытия с применением тонколистовых металлических оболочек состоят собственно из металлической оболочки (пролетной конструкции) и опорного контура. Форма поверхности, образуемой тонколистовыми металлическими оболочками может быть нулевой (рис. 10,а), положительной (рис. 10,б) и отрицательной (рис. 10,в) кривизны.

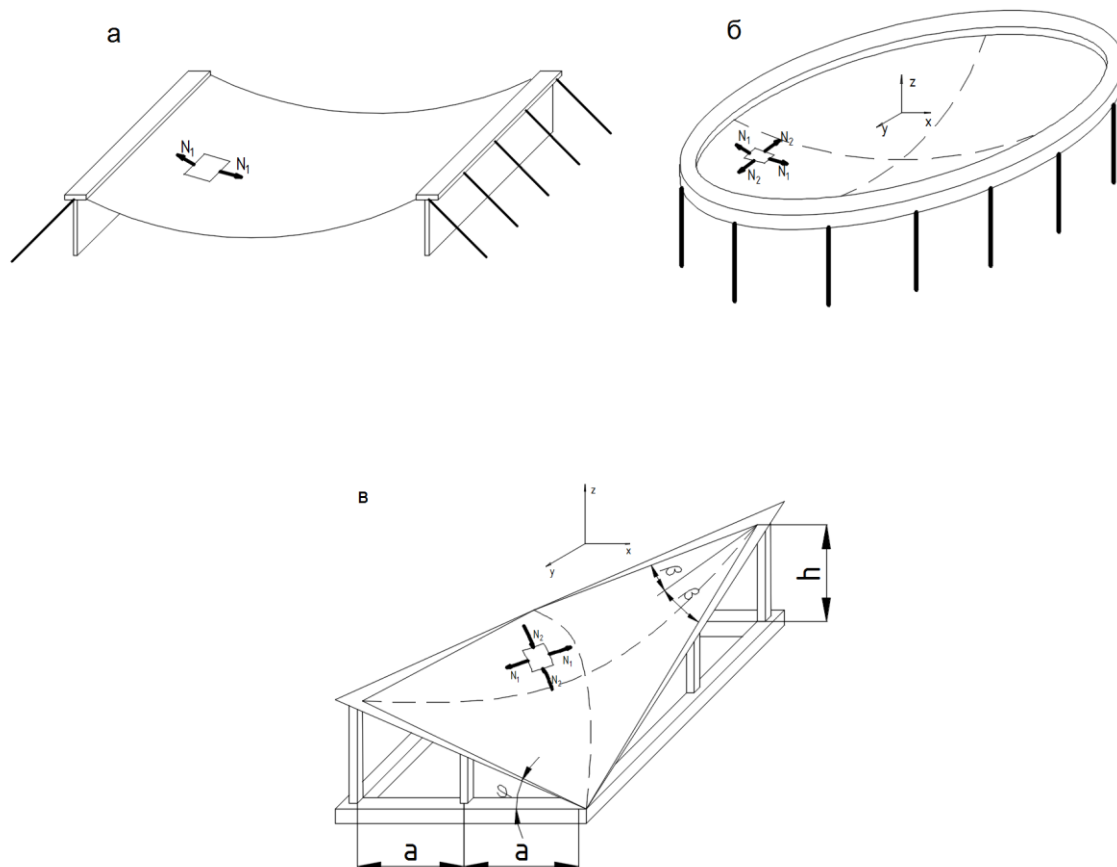


Рис.10. Различные оболочки.

В оболочках нулевой кривизны металл работает в одном направлении (имеет место одноосное напряженное состояние), что сказывается на металлоемкости покрытия, и также покрытия являются более деформативными. Для стабилизации таких покрытий увеличивают собственный вес кровли (увеличивают значение равновесной нагрузки, т.е. нагрузки, которая не сопровождается появлением кинематических перемещений) или используют провисающие ребра жесткости из жестких нитей (см. главу «Висячие покрытия»), которые используются также в виде «постели» при монтаже оболочки. Форма поверхности тонколистовых металлических оболочек нулевой кривизны принимается в виде квадратной параболы:

$$z=f(1-x^2/e^2),$$

где f – стрела провисания: $f=(1/30\dots 1/10)l$.

В тонколистовых металлических оболочках положительной кривизны металл работает на большей части покрытия в двух направлениях, т.е. прочностные свойства металла используют в большей степени. Такие оболочки являются менее

деформативными в сравнении с оболочками нулевой кривизны. Однако, несмотря на меньшую деформативность для таких поверхностей также бывает целесообразно использовать провисающие ребра жесткости, которые уменьшают перемещения и существенно упрощают формообразование таких покрытий. Отрицательным качеством таких покрытий является необходимость внутреннего водоотвода.

Форма поверхности тонколистовых металлических оболочек положительной кривизны принимается по кубической параболе:

$$\text{на круглом плане: } z = f [1 - (x^2 - y^2)^{3/2} / R^3],$$

$$\text{на эллиптическом плане: } z = f [1 - (x^2/a^2 - y^2/b^2)^{3/2}],$$

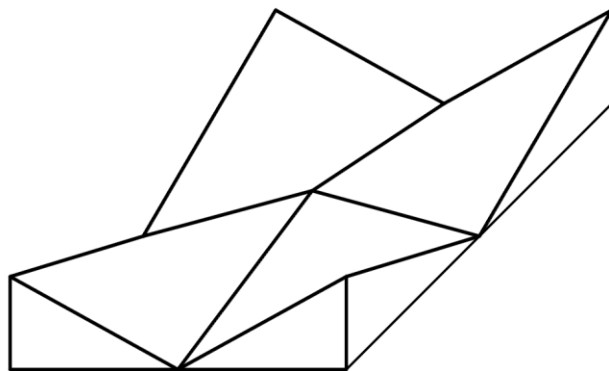
r – радиус покрытия;

a, b – полуоси эллипса.

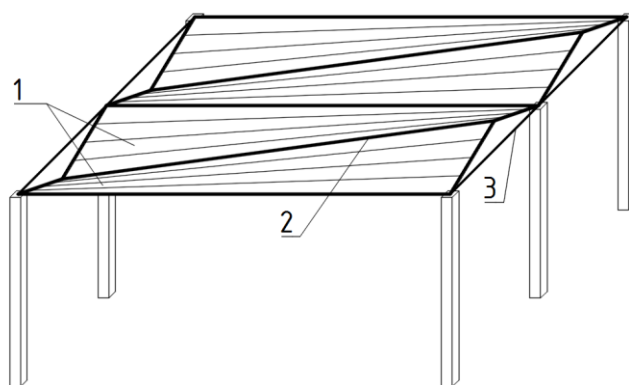
Тонколистовые металлические оболочки отрицательной кривизны являются наименее деформативными. Металл здесь также работает в двух направлениях, но при этом в одном направлении металл работает на растяжение, в другом – на сжатие, что может привести к потере местной устойчивости. Потерю местной устойчивости, которая может привести к разрушению кровли, можно предотвратить с помощью преднапряжения, которое осуществляется либо притягиванием оболочки к опорному контуру, либо поворотом опорного контура относительно его нижних точек. Поворот опорного контура осуществляется притягиванием верхних углов к фундаменту или за счет собственной массы опорного контура и стенового заполнения. В покрытиях с применением оболочек отрицательной кривизны обеспечивается наружный водоотвод, они обладают архитектурной выразительностью и обеспечивают хорошую акустику. Стрела провисания для оболочек принимается в пределах $1/15 \dots 1/20$ от пролета.

Тонколистовые металлические оболочки отрицательной кривизны образуют поверхности, называемые гиперболическими параболоидами (гипарами). Поверхность гипара может быть образована перемещением образующей параболы, по параболе направляющей. Эта особенность гиперболических параболоидов существенно упрощает их формообразование, они могут быть образованы из металлических лент без какого-либо заводского передела.

Тонколистовые металлические оболочки в виде гипаров находят широкое применение в образовании составных оболочек покрытий зданий и сооружений. Покрытия образуются из отдельных ячеек, каждая из которых представляет собой гиперболический параболоид из металлических лент.



Применение составных оболочек существенно уменьшает деформации покрытия, снижаются усилия, передаваемые на внешний опорный контур и при одинаковой кривизне строительная высота значительно снижается по сравнению с аналогичными одиночными оболочками. Эффективность составных оболочек существенно возрастает, когда каждая ячейка представляет собой панель-оболочку индустриального изготовления. На рисунке выше представлен фрагмент покрытия здания с применением гиперболических панелей-оболочек (А.С. №916697 «Покрытие»).



Размеры панели-оболочки: ширина – 3 м, длина равна пролету здания, высота – 1 м. Опорный контур состоит из продольных (длинных) и поперечных (коротких) элементов, изготавливаемых из фасонного проката (из швеллеров). Для уменьшения изгиба продольных элементов опорного контур пролетная конструкция изготавливается из конструктивно анизотропного материала, жесткость которого значительно меньше продольной жесткости. Таким материалом является, например, стальной профилированный настил. Для опорного контура и конструктивного анизотропного настила для пролетной конструкции, имеющий форму гиперболического параболоида обеспечивает максимальную экономическую

эффективность. Помимо преимуществ тонколистовых металлических оболочек над традиционными конструктивными решениями, указанными выше, панели-оболочки индустриального изготовления позволяют:

1. Уменьшить трудозатраты на возведении покрытий на $\approx 20\%$ по сравнению с традиционными решениями;
2. Уменьшить трудоемкость изготовления на 10...15%;
3. Гиперболические панели-оболочки создают интерьер помещений, не требующий устройства подвесных потолков.

Опорный контур. Тонколистовые металлические оболочки являются распорными конструктивными формами. Для восприятия распорных усилий в уровне покрытия служит опорный контур. Конструктивное решение опорного контура оказывает существенное влияние на технико-экономические показатели покрытий с применением тонколистовых металлических оболочек. Форма плана опорного контура определяется планом здания или сооружения, которое, в свою очередь, определяется назначением объекта. План опорного контура может быть прямоугольным, треугольным, круглым, эллиптическим и комбинированным их перечисленных геометрических фигур. Опорный контур может быть плоским или пространственным. В большинстве случаев опорный контур делается замкнутым, но возможно применение и незамкнутого опорного контура, например для опорного контура с нулевой кривизной. При опирании опорного контура на колонны в нем, помимо горизонтальных изгибающих моментов возникают также вертикальные изгибающие моменты. Опорный контур изготавливается либо из стали либо из железобетона.

Основы расчета. При расчете тонколистовых металлических оболочек в связи с их малой толщиной изгибными и касательными напряжениями, как правило, пренебрегают, что позволяет рассматривать напряженное состояние таких конструкций как безмоментное. При таком допущении расчет тонколистовых металлических оболочек сводится к определению меридиональных усилий (N_1) и тангенциальных (N_2). В простейшем случае (без стабилизирующих элементов, при равномерной нагрузке без учета деформаций опорного контура) соотношение между N_1 и N_2 определяется формулой Лапласа:

$$\frac{N_1}{r_1} + \frac{N_2}{r_2} = p$$

здесь N_1 и N_2 – усилия на единицу длины тонколистовых металлических оболочек;

r_1 и r_2 – радиусы кривизны соответственно в меридиональном и кольцевом направлении;

p – внешняя нагрузка на единицу площади, направленная перпендикулярно к поверхности оболочки.

При расчете тонколистовых металлических оболочек с нулевой кривизной напряженное состояние рассматривается как одноосное ($N_2=0$) и определение усилий осуществляется по аналогии с расчетом однороясных вантовых систем (см. выше). При наличии стабилизирующих систем (ребер) они рассчитываются как жесткие нити, обладающие конечной изгибной жесткостью.

Для тонколистовых металлических оболочек с положительной кривизной меридиональное усилие при вертикальной равномерной нагрузке (q) по всей оболочке определяется по формуле:

$$N_1=qx/(2\sin\varphi)$$

Тогда: $N_2=(p-N_1/r_1)\times r_2$

φ – угол наклона касательной к горизонтали.

Расчет тонколистовых металлических оболочек положительной кривизны на действие нагрузки, расположенной на части покрытия (с учетом кинематических перемещений, а также с учетом податливости опорного контура и при наличии ребер жесткости) выполняется численным способом с использованием метода стержневой аппроксимации или метода конечных разностей.

Расчет тонколистовых металлических оболочек отрицательной кривизны рекомендуется выполнять в два этапа. На первом (предварительном) этапе предполагается, что оболочка работает только в одном направлении ($N_2=0$). Преднапряжение отсутствует, нагрузка равномерная по всей поверхности оболочки. Податливость опорного контура не учитывается. Тогда опорные вертикальные реакции в нижних и верхних узлах гипара будут равны:

$$V_1=2,67q \times a^2; V_2=-0,67q \times a^2$$

Знак «минус» указывает на то, что опорная реакция направлена сверху вниз. Горизонтальная опорная реакция, передаваемая на колонны в нижних узлах гипара будет равна: $H=1,1q \times a^3/f_0$

Сила H направлена вдоль главной выпуклой кривизны. Исходя из приведенных формул по определению вертикальных реакций можно определить наибольшее продольное усилие в элементах опорного контура:

$$N_{\max}=V_1/(2\sin\varphi)$$

Наибольшее усилие в оболочке:

$$N_{1\max}=ql^2/(8f_0)$$

где f_0 – начальная стрела провисания гипара;

l – расстояние между верхними точками гипара (пролет вдоль вогнутой кривизны).

Наибольший горизонтальный изгибающий момент в опорном контуре:

$$M_{\text{гор}}= N_{1\max} \times l_k \times \sin\beta/18$$

где l_k – длина стороны опорного контура.

Наибольший вертикальный изгибающий момент в опорном контуре:

$$M_{\text{верт}}=(13 \times p - 8 N_{1\max} \times \cos\beta) \times (l_k^2/96)$$

где $p=q \times a(\cos\varphi/\cos\beta)$

Приведенные формулы позволяют назначить толщины тонколистовых металлических оболочек, сечение элементов опорного контура и сечение колонн. Все сечения назначаются из условия прочности. После этого выполняется второй этап расчета с помощью программного комплекса, как правило, методом стержневой аппроксимации. На рис. 11 представлен фрагмент расчетной модели. Тонколистовые металлические оболочки заменяются стержневой сеткой: часть стержней с определенным шагом располагается параллельно главной вогнутой кривизне оболочки, другая часть параллельно главной выпуклой кривизне. Эти стержни образуют рейки в виде квадратов (на рис. 11 показан толстыми линиями). При квадратном гипаре ячейки будут квадратными. В каждом прямоугольнике предусматриваются два диагональных стержня (на рис.11 показан тонкими линиями). Диагональные стержни оказываются направленными вдоль линейных образующих поверхности гипара. Такой способ стержневой аппроксимации в наилучшей степени обеспечивает идентичность напряженно-деформированного состояния дискретной (стержневой сетки) и сплошной (тонколистовых металлических оболочек) системы. Стержни, заменяющие тонколистовые металлические оболочки, обладают только продольной жесткостью. Стержни, заменяющие опорный контур, обладают продольной изгибной жесткостью. На втором этапе для учета геометрической нелинейности рекомендуется использовать пошаговый метод нагружения.

С помощью программного комплекса определяются усилия и перемещения при нагрузке, расположенной на части покрытия с учетом преднапряжения и с учетом податливости опорного контура (учет податливости опорного контура уменьшает усилия в тонколистовых металлических оболочках и опорном контуре до 30% и увеличивает перемещения вертикальные в 3 раза).

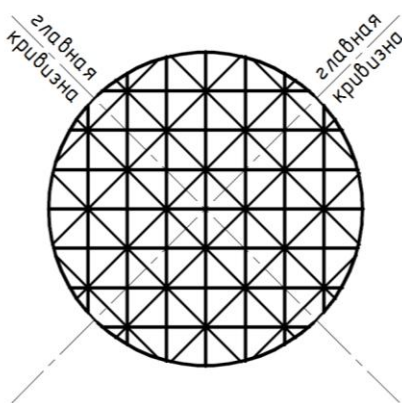


Рис.11. Различные оболочки.

При расчете составных покрытий (из нескольких гипаров) предварительный расчет может быть выполнен по формулам, приведенным выше с учетом того, что в

элементах опорного контура обрамляющих средние гипары усилие N_{\max} $M_{\text{верт}}$ будут в два раза больше, но при этом горизонтальные моменты будут равны нулю.

При расчете составных покрытий из панелей-оболочек индустриального изготовления основной особенностью является то, что модулю деформаций пролетной конструкции в двух взаимно перпендикулярных направлениях не являются одинаковыми (материал является конструктивно анизотропным).

Второй особенностью является то, что стержни, параллельные главным кривизнам, образуют ячейки в виде ромбов и в каждом ромбе присутствует только одна диагональ либо параллельная линейчатой образующей, направленной вдоль панели-оболочки (вдоль большего размера панели), либо поперек панели-оболочки (вдоль меньшего размера панели-оболочки; см. рис. 11).

Лабораторные работы по сварке

В пособии изложены необходимые сведения для проведения шести лабораторных работ по сварке и резке металлов.

В каждой работе приведена схема и сущность изучаемого процесса, основные параметры процесса и влияние этих параметров на формирование сварного соединения, описание оборудования, порядок выполнения работы, указания по выбору основных технологических параметров сварки или резки (для первых четырех работ) и содержание отчета. В конце лабораторного практикума приведены основные положения техники безопасности.

Пособие предназначено для студентов строительных специальностей.

Введение

В настоящее время сварка является наиболее распространенным средством соединения при изготовлении и монтаже металлических и железобетонных конструкций. Сварка имеет ряд существенных преимуществ по отношению к болтовым и заклепочным соединениям и, прежде всего, по расходу металла и трудовым затратам.

Лабораторные работы по сварке призваны помочь студентам лучше усвоить соответствующие разделы лекционного материала и ознакомить их с оборудованием и сварочным инструментом, а также должны способствовать приобретению первоначальных навыков по выполнению сварки и по контролю качества сварных соединений. Подбор тем лабораторных работ произведен в соответствии с лекционным курсом «Металлические конструкции».

Выполнение лабораторных работ предполагает активное участие каждого студента. С этой целью задания на лабораторных занятиях выполняются индивидуально или небольшими группами в 5-6 человек. Выполнение каждой работы должно сопровождаться отчетом, содержание которого указывается в каждой главе настоящего пособия. Однако это не исключает освещения в отчете дополнительных вопросов, определяемых преподавателем, проводящим лабораторные занятия.

Перед началом выполнения лабораторных работ каждый студент должен прослушать инструктаж по технике безопасности, основные положения которого должны быть затем отражены в отчетах.

В данном пособии рассмотрены следующие виды сварки:

1. Ручная дуговая сварка металлическим электродом (дуговая сварка электродом с обмазкой) (111).
2. Сварка металлическим электродом в среде инертного газа, сварка МИА (131).
3. Сварка металлическим электродом в среде активного газа, сварка МАА (135).
4. Дуговая сварка вольфрамовым электродом в среде инертного газа, сварка ВИА (141).
5. Точечная сварка (21).
6. Шовная сварка (22).

В скобках указано обозначение сварки согласно EN1090-2:2008(E)

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.

U



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.

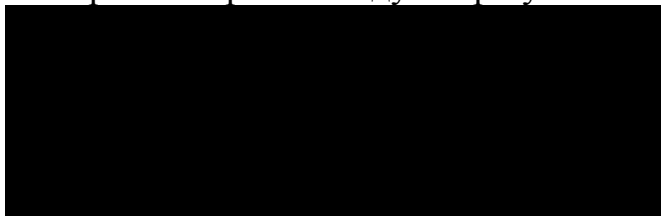


Рис. 1.2. Схема сварки покрытым электродом

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.

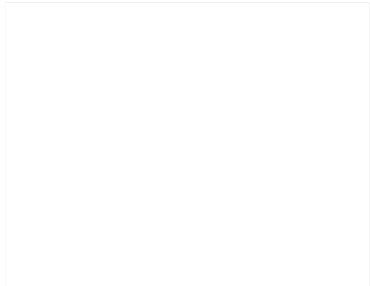


Рис. 1.3. Схема сварочного трансформатора:

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.

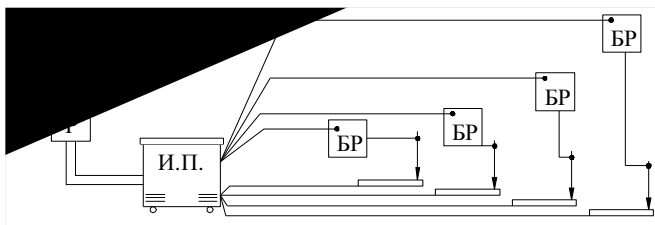


Рис. 1.4. Схема на четыре сварочных поста: Р – рубильник; ИП– источник питания; БР – балластный реостат.

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, а марки электрода характеризуют состав покрытия или условное обозначение изготовителя. Полная классификация электродов приведена в приложении

**Варианты задачи по определению параметров ручной дуговой сварки
покрытым электродом**

Таблица 1.1

Наименование исходных данных	Номер варианта									
		2	3	4	5					10
Группа конструкций		2	3	4	1				1	2
Климатический район	I ₁	I ₂	II ₂	II ₃	II ₄	I ₃	I ₁	I ₂	II ₂	II ₄
Сталь	C245	C345	C390	C255	C245	C345	C440	C375	C255	C255
Толщина мм	10	12	14	16	18	20	22	20	18	22
Катет шва, мм	8		12		14		18		12	
Вид шва	Угловой	Стыковой	Угловой	Стыковой	Угловой	Стыковой	Угловой	Стыковой	Угловой	Стыковой
Длина шва, м	2	2	1,5	2,5	1	1,5		2,5	2	1,5

Задача: требуется определить:

1. Диаметр электрода и силу тока (по табл. 1.2).
2. Тип электрода (по табл. 1.3).
3. Длину дуги.
4. Разделку кромок (по рис. 1.5).
5. Количество слоев в шве (по табл. 1.4).
6. Прием выполнения шва (по рис. 1.8).

Исходные данные см. табл. 1.1.

Примечания:

1. Угловой шов соединяет детали, расположенные в разных плоскостях, стыковой шов – в одной плоскости.
2. Группа конструкций и климатический район определяются по СНиП II-23-81*. Нормы проектирования. Стальные конструкции.

Порядок выполнения лабораторной работы

1. Изучить настоящее пособие.
2. Решить задачу по подбору параметров ручной сварки (по табл. 1.1).
3. Ознакомиться с оборудованием и сварочным инструментом.
4. Научиться зажигать и управлять сварочной дугой.

Указания по выполнению контрольного задания

Определение параметров сварки

Как правило, при ручной сварке применяют электроды диаметром 3–8 мм, ток 100–480А и напряжение дуги 18–30 В. В таблице 1.2 приведены значения диаметра электрода и силы тока в зависимости от толщины металла для сварки в нижнем положении (дуга располагается над изделием).

Рекомендуемые параметры сварки электродов ¹⁰ покрытием

Таблица 1.2

Толщина свариваемого металла, мм	Диаметр электрода, мм	Сварочный ток, А
4–5	3	100–140
	4	160–200
6–12	4	160–200
	5	220–280
13 и более	5	220–280
	6	280–340
	7	350–400
	8	420–480

Допускается определять значение тока по формуле: $I = 50d$ или

$I = (20 + 6d) \cdot d$, где d – диаметр электрода в мм. При наплавке потолочных швов (дуга под изделием) сила тока уменьшается на 20–25%, а горизонтальных и вертикальных (дуга сбоку от изделия) – на 10–15%.

Тип электрода принимается по таблице 1.3.

Материалы для сварки

Таблица 1.3

Группы конструкций в климатических районах	Стали	Материалы для сварки			Покрытыми электродами
		под флюсом		в углекислом газе	
		М а р к и			
		флюсов	сварочной проволоки		
1	2	3	4	5	6
2, 3 и 4 – во всех районах, кроме I ₁ , I ₂ , II ₂ и II ₃	C235, C245, C255, C275, C285, 20, ВСт3кп, ВСт3пс, ВСт3сп	АН-348-А, АН-60	Св-08А, Св-08ГА		Э42, Э46
	C345, C345Т, C375, C375Т, C390, C390Т, C390К, C440, 16Г2АФ, 09Г2С	АН-47, АН-17М, АН-43, АН-348-А ¹	Св-10НМА, Св-10Г2 ² , Св-08ГА ² , Св-10ГА ²	Св-08Г2С	Э50
	C345К	АН-348А	Св-08ХГ1ДЮ	Св-08ХГ2СДЮ	Э50А ³

Группы конструкций в климатических районах	Стали	Материалы для сварки			Покрытыми электродами
		под флюсом		в углекислом газе	
		М а р к и			
		флюсов	сварочной проволоки		
1	2	3	4	5	6
1 – во всех районах; 2, 3 и 4 – в районах I ₁ , I ₂ , II ₂ и III ₃	C235, C245, C255, C275, C285, 20, ВСт3кп, ВСт3пс, ВСт3сп	АН-348-А	Св-08А, Св-08ГА		Э42, Э46
	C345, C345Т, C375, C375Т, 09Г2С	Н-47, Н-43, Н-348-А ¹	В-10НМ А, В-10Г2 ² , В-08ГА ² , В-10ГА ²	Св-08Г2С	Э50А
	C390, C390Т, C390К, C440, 6Г2АФ	Н-47, Н-17М, Н-348-А ¹	В-10НМ А, В-10Г2 ² , В-08ГА ² , В-10ГА ²	Св-08ХГ2С ДЮ	Э50А ³

Группы конструкций в климатических районах	Стали	Материалы для сварки			Покрытыми электродами
		под флюсом		в углекислом газе	
		М а р к и			
		флюсов	сварочной проволоки		
1	2	3	4	5	6
	345К ^С	АН-348А ^А	В-08ХГ1ДЮ ^С	-08ХГ2СДЮ ^{Св}	50А ³ ^Э
	590, С590К, 590КШ ^С	АН-17М ^А	В-08ХН2ГМО, В-10НМ ^С ^А	-10ХГ2СМА, ^{Св} -08ХГСМА, ^{Св} -08Г2С ^{Св}	60, Э70 ^Э

¹ – Применение флюса АН-348А требует проведения дополнительного контроля механических свойств металла шва при сварке соединений элементов всех толщин для конструкций в климатических районах I₁, I₂, II₂ и II₃ и толщин свыше 32 мм – в остальных климатических районах.

² – Не применять в сочетании с флюсом АН-43.

³ – Применять только электроды марок ОЗС-18 и КД-11.

Зажигание 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).

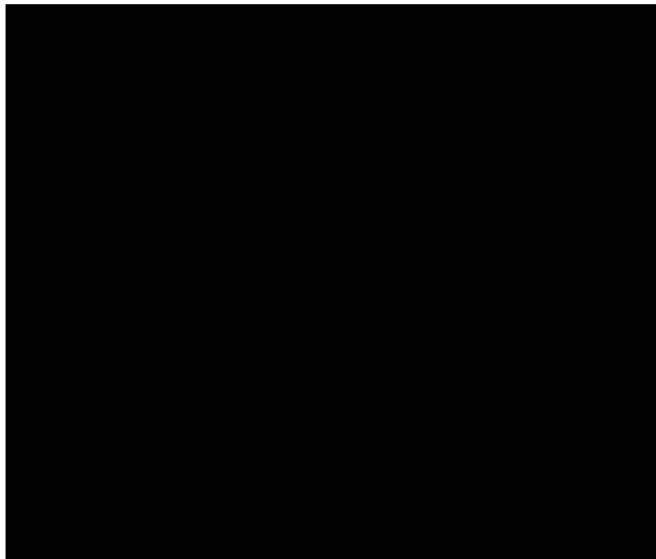


Рис. 1.5. Разделка кромок соединительных элементов

Разделки У–образные, V–образные и U–образные (рис. 1.5б, в, е, з) делаются, как правило, при одностороннем доступе. Соответственно разделки Х–образные и К–образные (рисунок 1.5г, 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 Х–образной и К–образной разделками. Указанный недостаток относится также и к V–образной, и к U–образной разделке. Х–образные и К–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 приведено в таблице 1.4.

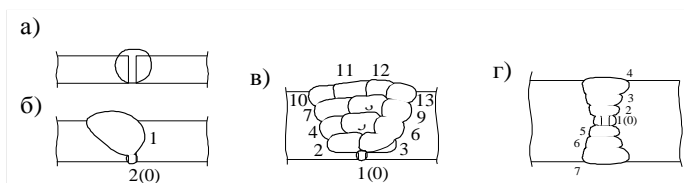


Рис. 1.6. Поперечные сечения сварных швов (цифрами указана последовательность наплавки): а – однопроходный; б – однопроходный с подваркой корня; в – многопроходный; г – многослойный

Рекомендуемое число слоев наплавленного металла

Таблица 1.4

Толщи на свариваемого металла или высота катета	-5			0	2	4	6	8- 20	2
Число слоев при стыковом шве			-3	-4		-5	-6	-6	-7
Число слоев при угловом шве					-3	-4		-6	-7

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.

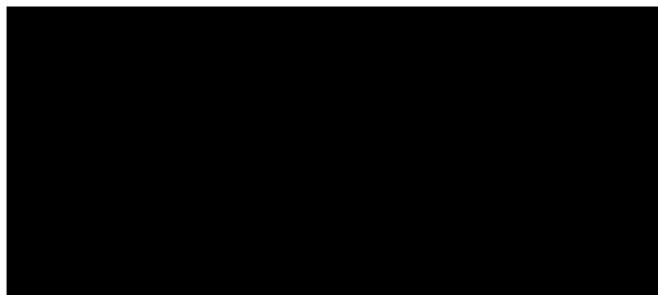


Рис. 1.8. Схема выполнения сварных швов: а – напроход; б – от середины; в – обратноступенчатый; г – блоками; д – каскадами; е – горкой.

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).

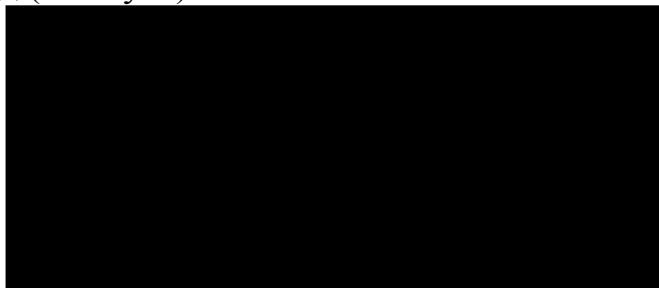


Рис. 1.9. Положение электрода при сварке и соответствующее сечение шва:

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.

Содержание отчета

Составление отчета является заключительным этапом выполнения лабораторной работы. Отчет должен включать следующие разделы:

сущность сварки электродом с покрытием (начертить принципиальную схему сварки с указанием основных параметров и их влияния на характеристики сварного шва);

схему сварного поста с описанием оборудования;

характеристику электродов;

решение задачи.

Готовый отчет предъявляется преподавателю. Зачет по работе ставится при условии правильно составленного отчета и положительной оценки за ответы на вопросы преподавателя.

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. 1.3.

Одним из электродов при сварке под слоем флюса служит сварочная проволока. Обозначения сварочной проволоки приведены в табл. 1.3. «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 плавление 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.

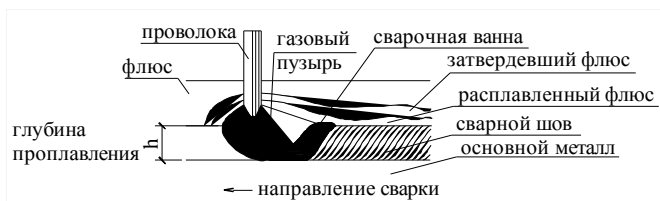


Рис. 2.1. Схема сварки под флюсом

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 возрастать 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.

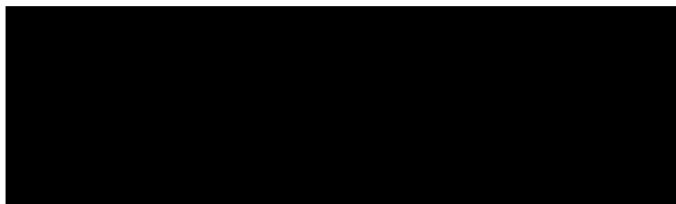


Рис. 2.2. Основные размеры сечения шва

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.

1300

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

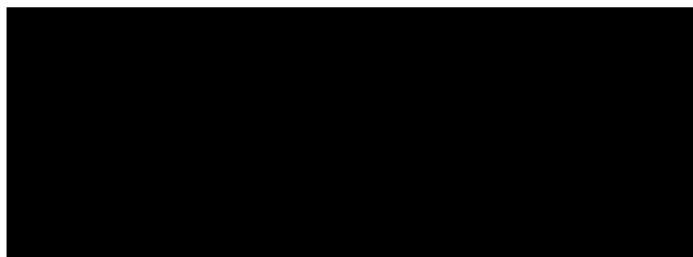


Рис. 2.5. Схема выполнения угловых швов.
Дуговая сварка в защитном газе

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.

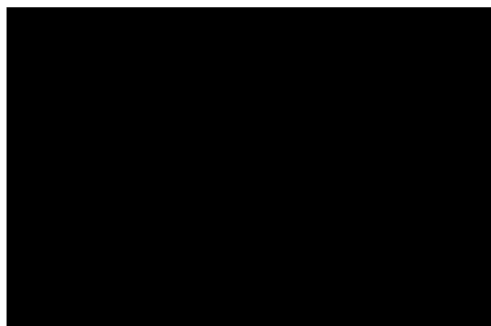


Рис. 2.6. Схема сварки в защитном газе

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. 2.7а. Защитные функции при такой сварке выполняет сердечник, состоящий на 40–60 % из неметаллических материалов, а электродом является металлическая оболочка порошковой проволоки (рис. 2.7б). 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.

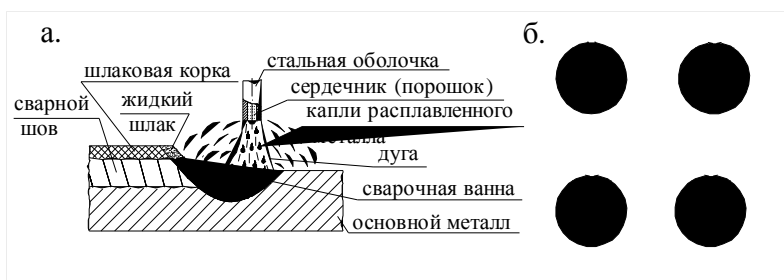


Рис. 2.7. Схема сварки порошковой проволокой (а); сечения порошковой проволоки (б)

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 (табл. 2.1).

Техническая характеристика однопостового выпрямителя ВДУ-504

Таблица 2.1

Пределы регулирования тока	Напряжение, В			КПД, %	Масса, кг
	сетевое	номинальное	холодного хода		
70 – 500	220	22 – 45	72 –	82	40
100 – 500	, 380	18 – 50	76		

Примечание: В числителе приведены значения для выпрямителя с падающей, а в знаменателе – с жесткой характеристиками.

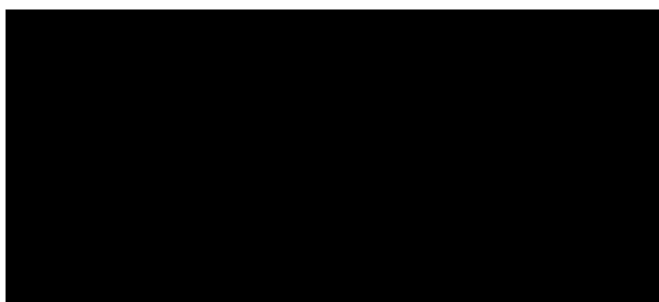


Рис. 2.8. Схема сварочного трактора

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 a), мм	Масса, кг
3 – 5	60 – 362	12 – 82	1000	716x346x526	45

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

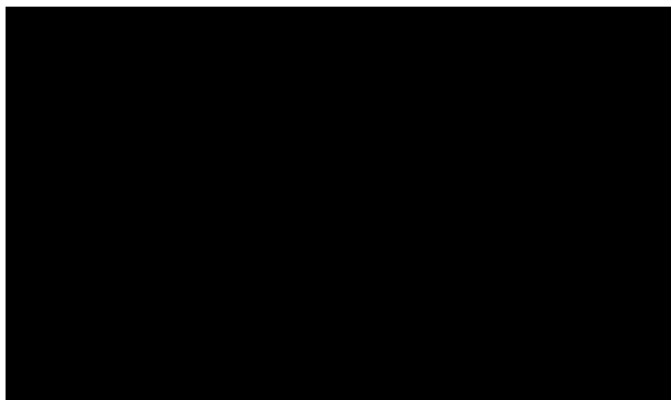


Рис. 2.9. Доступность наложения швов при автоматической сварке балок в положении “в лодочку” а) установка сварочного автомата б) предельные размеры свариваемого двутавра

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

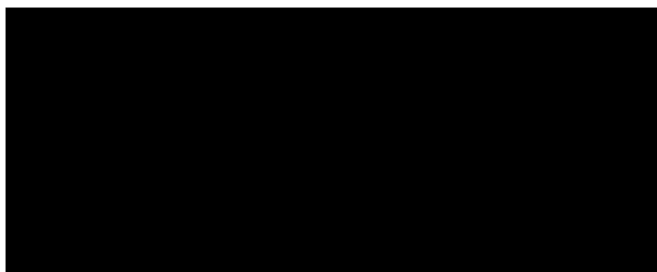


Рис. 2.10. Схема сварки полуавтоматом в защитном газе

Техническая характеристика полуавтомата ПДГ-121

Таблица 2.3

Д	Н	П	С	Н	М
Диаметр электр одной провол оки, мм	Номинал ный свароч ный ток, А	Ределы регули ровани я тока, А	Скорос ть подач и прово локи, М/ч	Напряж ение холос того хода, В	Масс тележ ки с механ измом подач и, кг
0,8 – 1,0	120	30 – 120	0 – 360	32	43

Порядок выполнения лабораторной работы

1. Изучить настоящее пособие.
2. Ознакомиться со сварочным оборудованием.
3. Научиться определять и устанавливать соответствующие параметры автоматической и полуавтоматической сварок (диаметр электрода, величину сварочного тока, скорость подачи проволоки, скорость сварки) в зависимости от вида сварного шва, защитных материалов и соединяемых элементов.
4. Решить задачу.
5. Написать отчет.

*Указания по определению параметров сварки
и выполнению контрольных швов*

Для задачи по подбору параметров сварки под слоем флюса использовать данные задачи № 1 (табл. 1.1). При этом глубину проплавления (h) принять равной половине толщины соединяемых элементов. Род тока, полярность и способ защиты (флюс или защитный газ) указывает преподаватель. Требуется определить: марку флюса и сварочной проволоки, силу тока, диаметр сварочной проволоки, напряжение, скорость сварки и скорость подачи проволоки.

а. Сварка под флюсом

Выбор марки флюса и сварочной проволоки осуществляется по таблице 1.3. При выборе силы переменного тока и диаметра сварочной проволоки следует руководствоваться данными таблицы 2.4 и 2.5.

Зависимость сварочного тока от диаметра проволоки

Таблица 2.4

Диаметр проволоки, мм	2			5	6
Сварочный ток, А	90- 250	50- 600	50- 800	70- 1000	4 25- 1350

Сила сварочного тока, сварочное напряжение и скорость сварки могут быть определены по эмпирическим формулам:

$$I=100 h / k_h \text{ (A); } U=20+ 0,05 I \sqrt{d} \text{ (В); } V_{св}=50 d k_h / h \text{ (м/час),}$$

где h – глубина проплавления в мм;

d – диаметр электродной проволоки в мм;

k_h – коэффициент пропорциональности, определяемый по табл. 2.5.

Скорость подачи сварочной проволоки определяется по рис. 2.4.

Значения коэффициента k_h

Таблица 2.5

Марка флюса	Диаметр электродной проволоки, мм	k_h		
		Переменный ток	Постоянный ток	
			Прямая полярность	Обратная полярность
АН-348-А АН-17-М	2	1,25	1,15	1,4
	3	1,1	0,96	1,25
	4	1,0	0,9	1,1
	5	0,95	0,85	1,05
Углекислый газ	6	0,9	–	–
	1,2	–	–	2,1
	1,6	–	–	1,75
	2,0	–	–	1,55
	3,0	–	–	1,45
	4,0	–	–	1,35
5,0	–	–	1,2	

б. Дуговая сварка в защитном газе (плавящимся электродом)

При автоматической сварке плавящимся электродом можно получить полный провар без разделки кромок и зазора при толщине изделий до 8 мм. При наплавке сварного шва расстояние от сопла горелки до изделия во избежание ухудшения защиты и повышенного разбрызгивания металла должно быть 8–15 мм. Токоподводящий наконечник может утапливаться в сопле на глубину до 3 мм или выступать из него на 5–10 мм (при сварке угловых швов или стыковых с глубокой разделкой). Зависимость скорости подачи проволоки от силы тока и ее диаметра приведена на рис. 2.11 (пунктирной линией обозначены оптимальные режимы). Изменения геометрических размеров сварного шва в зависимости от основных параметров сварки такие же, как и при сварке под слоем флюса.

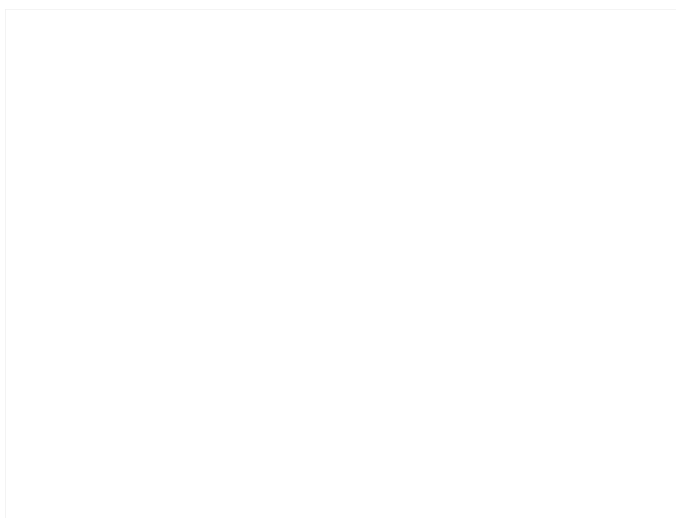


Рис. 2.11. Зависимость скорости подачи сварочной проволоки от ее диаметра и силы сварочного тока

При соединении элементов из сплавов алюминия толщиной 1,5–2 мм следует придерживаться следующих параметров сварки: ток – 60–70 А, напряжение холостого хода источника 18–20 В, диаметр проволоки 1,6 мм, скорость подачи проволоки 2,3 – 2,5 м/мин, скорость сварки 60–75 см/мин, расход аргона 15 л/мин. Марку сварочной проволоки следует принимать в зависимости от марки сплава соединяемых элементов по таблице 2.6.

Рекомендуемые марки сварочной проволоки

Таблица 2.6

№№ п/п	Марка сплава	Марка проволоки	сварочной
1	АМц	СВАМц	
2	АМг1, АМг2, АМг3	АМг3	
3	АМг4, АМг5	СВАМг5, СВАМг6	
4	АМг6	СВАМг6, АМг61, СВАМг7	
5	АМг61	АМг61, СВАМг7	
6	АВ, АД31, АД33, АД35	СВАК3, СВАК5, СВАК10, СВАК12	
7	1915	01557–1	

в. Сварка порошковой проволокой

Параметры сварки приведены в таблице 2.7.

Рекомендуемые параметры сварки порошковыми проволоками

Таблица 2.7

Марка порошковой проволоки	Диаметр, мм	Рекомендуемые		Вылет электрода, мм	Рекомендуется для сварки стали:		Положение сварки
		Сила тока, А	Напряжение, В		малоуглеродистой	низколегированной	
а. Самозащитные							
ПП-1ДСК	1,8; 2,2	150– 300	21– 30	25– 30	+		нижнее, вертикал., гориз.
ПП-АН1	2,8	250– 300	24– 28	25– 30	+		нижнее
ПП-АН3	3,0	350– 500	25– 30	30– 50	+		нижнее, вертикал., гориз.
ПП-АН7	2,0; 2,3	160– 300	20– 26	30– 50	+	+	нижнее, вертикал., гориз.
ПП-АН11	2,0; 2,4	150– 300	20– 26	30– 50	+	+	во всех
ПП-АН17	3,0	350– 600	24– 32	30– 50	+		нижнее
ПП-2ДСК	1,8; 2,2; 2,35	180– 450	25– 32	50– 70	+	+	нижнее, вертикал.,

Марка порош ковой провол оки	Диа метр, мм	Рекомендуе мые		Выл ет элек трод а, мм	Рекоме ндуетс я для сварки стали:		Поло жени е свар ки
		Сила тока, А	Нап ряж ени е, В		малоуглер одистой	низколеги рованной	
а. Самозащитные							
							гори з.
б. Газозащитные							
ПП- АН4	22; 25	230– 250	25– 33	30– 50	+	+	ниж нее, верт ик., гори з.
ПП- АН-8	22; 25; 3	150– 550	20– 38	30– 50	+	+	ниж нее
ПП- АН-9	22; 25	240– 530	25– 35	30– 50	+	+	ниж нее, верт ик., гори з.
ПП- АН-10	2,2	150– 500	23– 37	30– 50	+	+	ниж нее

Содержание отчета

Отчет должен включать следующие разделы:

- сущность сварки под флюсом, в среде защитного газа, порошковой проволокой (начертить принципиальную схему процессов с указанием основных параметров и их влияния на формирование сварного шва);
- преимущества и недостатки рассматриваемых видов сварки;
- оборудование для выполнения автоматической и полуавтоматической сварки (начертить принципиальные схемы механизмов);

– привести параметры сварки, принятые для выполнения контрольного шва (решение задачи).

Готовый отчет предъявляется преподавателю.

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).

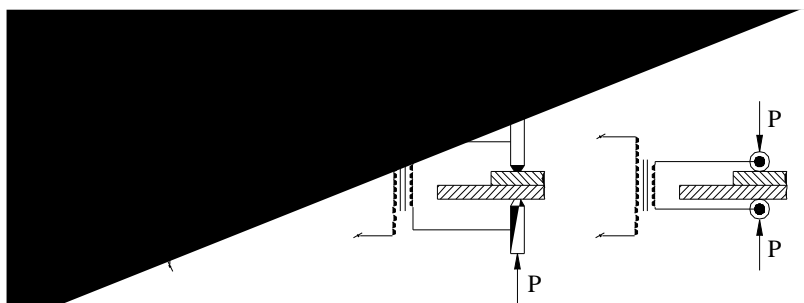


Рис. 3.1. Схема контактной сварки: а) стыковая, б) точечная, в) шовная

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 мм².

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 (Р), скорость оплавления и осадки, припуск на оплавление и осадку; длительность сварки и установочная длина.

Область применения – соединение стержней с площадью сечения до 6000 мм².

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 (Р), 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.

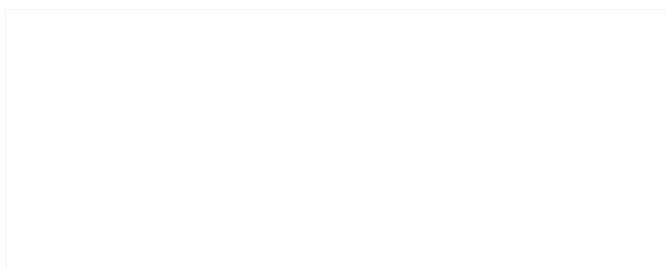


Рис. 3.2. Циклы точечной сварки

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.

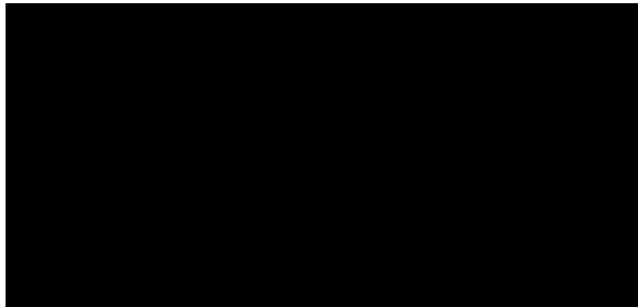


Рис. 3.3. Схема машины для стыковой сварки

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).

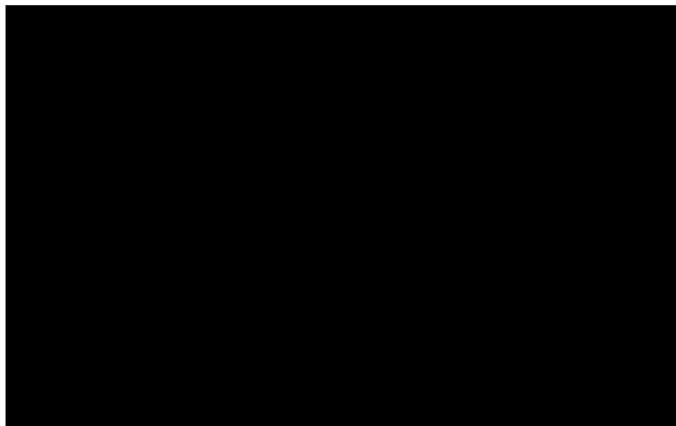


Рис. 3.4. Схема машины для точечной сварки

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 с после окончания сварки отпуском кнопки «Пуск».

Порядок выполнения лабораторной работы

1. Изучить настоящее пособие.
2. Ознакомиться со сварочным оборудованием с помощью пособия и преподавателя.
3. Научиться определять параметры стыковой и точечной сварок.
4. Написать отчет.

Указания по определению параметров сварки

а. Стыковая сварка

При стыковой сварке сопротивлением необходима тщательная обработка и подготовка соединяемых торцов, не допускающая местных зазоров. Для стыковой сварки оплавлением подготовка торцов не требуется – элементы могут нарезать на пресс-ножницах, механической пилой или газовой резкой. Торцы соединяемых элементов должны быть зачищены от окалины и ржавчины. Также должны быть зачищены участки элементов, закрепляемых в зажимах сварочной машины. В таблице 3.1 приведены основные значения параметров сварки сопротивлением стержней диаметром (d) не более 16 мм из малоуглеродистой стали.

Значения параметров стыковой сварки сопротивлением ($d= 0 \dots 16$ мм)

Таблица 3.1

№ п	Наименование параметра	Значение параметра
	Установочная длина	$(0,7 - 1,5)d$
	Припуск на осадку	$(0,2 - 0,3)d$
	Плотность тока A/mm^2	20 – 60
	Время действия тока, c	0,3 – 0,8
	Давление осадки, MPa	10 – 15
	в начале нагрева	20 – 25
	в конце нагрева	

Ориентировочные значения параметров при стыковой сварке оплавлением стержней из малоуглеродистой стали приведены в таблице 3.2.

Значения параметров стыковой сварки оплавлением

Таблица 3.2

№	№	Наименование	Значения параметров при сварке оплавлением
---	---	--------------	--

п	параметра	непрерывн ым	с подогревом
1	Установочная длина	(0,7 – 1,5)d	(0,7 – 1,5)d
2	Диаметр деталей (d), мм	5 – 40	15 – 90
3	Время, с на подогрев на оплавление	2 – 40	3 – 120 4 – 20
4	Припуск, мм на подогрев и оплавление на осадку	4,5 – 35,5 1,5 – 4,5	6,5 – 24 2,5 – 8
5	Скорость оплавления мм/с Скорость осадки мм/с	0,5 – 1,5 50 – 60	1,5 – 2,5 50 – 60
6	Плотность тока (мягкий режим*), МА/м ² средняя при оплавлении наибольшая при оплавлении наибольшая при осадке	2 – 4 6 – 8 25 – 30	2 – 4 6 – 8 25 – 30
7	Давление, МПа	80 – 120	40 – 60

Примечание: *Различают мягкий и жесткий режимы. Мягкие режимы характеризуются малой плотностью тока и сравнительно большой длительностью его действия.

Задача.

По таблицам 3.1 и 3.2 определить параметры стыковой сварки для стержней. Диаметр стержней задается преподавателем (d = 14, 30, 50 мм).

б. Сварка пересекающихся арматурных стержней

Соединяемые элементы перед сваркой необходимо очистить от ржавчины, окалины и масел. Режим сварки определяется для наиболее тонкого из соединяемых стержней. Рекомендуемые параметры сварки приведены в таблице 3.3.

Значения параметров точечной и шовной сварок

Таблица 3.3

№ п	Наименование параметров	Точечная сварка стальных		Шовная сварка	
		стер жней	лист ов	стали	алюм иния
	Диаметр стержней или толщина листов, мм	3 – 40	0,5 – 4	1 – 6	1 – 6
	Величина сварочного тока, кА а. для листов б. для стержней при $\sigma_y \leq 240$ МПа в. для стержней при $\sigma_y \geq 240$ МПа	1,8 – 21,5 5 – 33	6 – 19	7 – 22	26 – 41
	Усилие сжатия, кН	1,5 – 31	1,2 – 15	1,5 – 11	2,7 – 4,9
	Диаметр электрода, мм	25; 40; 60			
	Длительность, с сжатия сварки проковки	0,5 – 1,0 0,2 – 0,8 0,5 – 1,5	0,5 – 1,0 – 0,6 0,5 – 1,5	– 0,02 – 0,32 0,04 – 0,34	– 0,04 – 0,08 0,08 – 0,24
	Скорость сварки, м/мин	–	–	1,4 – 0,4	0,7 – 0,5

в. Сварка стальных листов

Листовые элементы перед сваркой необходимо зачистить с двух сторон на ширину 30–50 мм в местах расположения сварных точек. При сборке деталей под сварку следует обеспечить их плотное прилегание друг к другу.

Размер нахлеста зависит от диаметра (Д) литого ядра и должен быть (2,5 – 3)Д, а расстояние между точками (3,5 – 4)Д. Диаметр электрода (d) может быть определен по следующей формуле:

$$d = 4 + 2t, \text{ мм},$$

где t – наибольшая из толщин соединяемых элементов (мм).

Значения параметров при точечной сварке углеродистых сталей приведены в таблице 3.3.

Задача. Определить параметры точечной сварки по таблице 3.3, а также значение нахлеста и расстояние между сварочными точками (принять диаметр сварочной точки равным диаметру электрода). Толщина листов назначается преподавателем. ($t = 1, 2, 4$ мм).

Содержание отчета

В отчете должны быть отражены следующие вопросы:
сущность контактной сварки (стыковой, точечной, шовной);
преимущества, недостатки и области применения контактной сварки;
описание оборудования (принципиальная схема, порядок работы сварочных машин);
решения задач.

Отчет следует иллюстрировать рисунками и схемами. Готовый отчет предъявляется преподавателю.

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 (ацетилен, паров бензина, пропана, пропан-бутана, природного газа) в струе кислорода (рис. 4.1).

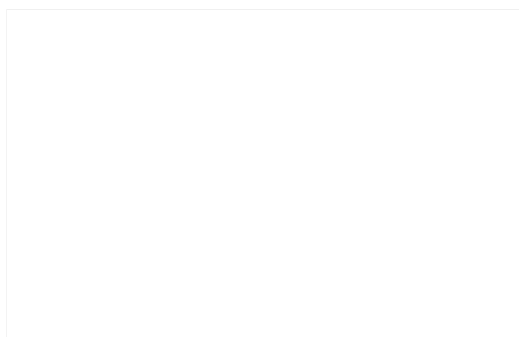


Рис. 4.1. Схема кислородной резки

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.

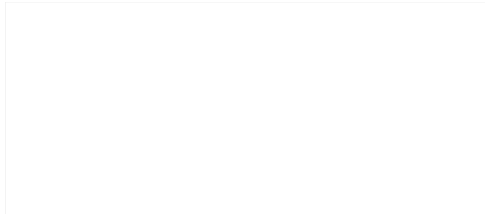


Рис. 4.2. Схема воздушно-дуговой резки

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 30000⁰ С. При косвенном образовании плазмы дуга горит между соплом плазматрона и электродом. Газ, проходящий через дугу, образует поток плазмы, температура которого достигает 16000⁰ С. Первый способ используется для резки только металлов, а второй способ используется для резки как металлических, так и неметаллических материалов.

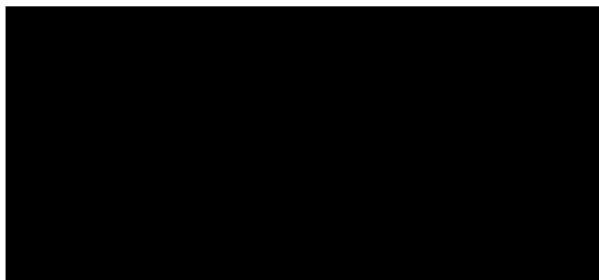


Рис. 4.3. Схема получения плазменной дуги прямого (а) и косвенного (б) действия

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 газо-дуговые, 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.

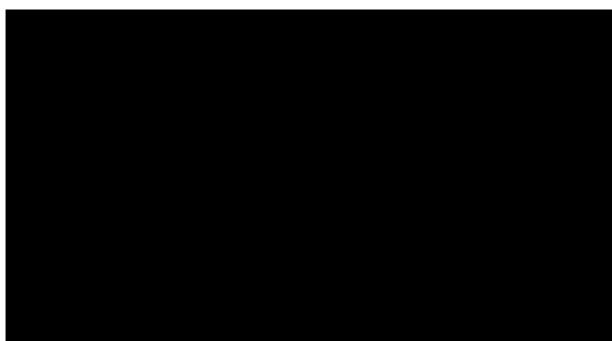


Рис. 4.4. Схема газового резака

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.

Порядок выполнения лабораторной работы

1. Изучить настоящее пособие.
2. Ознакомиться с оборудованием.
3. Научиться устанавливать оптимальные режимы кислородной резки.
4. Написать отчет.

Указания по определению параметров термической резки выполнению контрольных заданий

Кислородная резка

В таблице 4.1 приведены значения основных параметров кислородной резки. При использовании кислородной резки для поверхностной обработки металла (образование канавок, разделка корня сварного шва, вырез дефектных участков шва) давление кислорода составляет до 0,3–1,0 МПа, скорость резки – до 10 мм/мин, расход кислорода – 18–75 м³/ч, ацетилена – 0,9 –1,0 м³/ч. Приведенные параметры поверхностной обработки даны для канавок шириной 15–50 мм и глубиной 2–20 мм. Промежуточные значения можно вычислять по интерполяции.

Параметры кислородной резки малоуглеродистой стали

Таблица 4.1

Наименование параметра	Величина параметра	Толщина разрезанного металла, мм
Мощность подогревательного пламени (расход горючего газа), м ³ /ч	0,3 – 0,75	3 – 50
Продолжительность подогрева, с	5 – 10 10 – 25	10 – 20 20–100
Давление режущего кислорода, МПа	0,3 – 1,5	3 – 300
Расход режущего кислорода, м ³ /ч	3 – 42	3 – 300
Скорость резки, мм/мин	550 – 80	3 – 300
Ширина реза, мм	3 – 5	5 – 50

Ниже приведена последовательность операций при кислородной резке. Вначале следует открыть кислородный и ацетиленовый вентили резака и поджечь образовавшуюся горючую смесь. Полученное подогревающее пламя направить на изделие в месте начала реза, где металл нужно нагревать до $T = 1250^{\circ}\text{C}$ (этот момент определяется визуально). Мощность подогревающего пламени можно увеличить за счет большего расхода кислорода. После нагрева металла до требуемой температуры открывается вентиль режущего кислорода и резак перемещают в направлении реза.

Качество реза оценивается глубиной бороздок на поверхности реза и чистотой кромок реза. Если кромки реза оплавлены, то скорость реза была заниженной, если же имеются непрорезанные участки, то скорость реза была завышенной. Наличие на

кромках реза грата (остатков расплавленного металла и его окислов) свидетельствует о недостаточном давлении режущего кислорода или о низкой чистоте кислорода.

Воздушно-дуговая резка

В таблице 4.2 приведены значения параметров при воздушно-дуговой резке.

Параметры при воздушно-дуговой резке

Таблица 4.2

Толщина металла, мм	Диаметр электрода, мм	Сила тока, А	Скорость реза, м/ч
5	6	270 – 300	60 – 62
8	8	360 – 400	26 – 28
10	10	450 – 500	20 – 32
12	12	540 – 600	22 – 24
20	10	450 – 500	10 – 12
22	12	540 – 600	8 – 14
25	14	630 – 700	10 – 11

Расход воздуха составляет 20 м³/ч, давление 0,25 – 0,4 МПа при переменном токе и 0,4 – 0,6 МПа – при постоянном.

При воздушно-дуговой резке наклон электрода в плоскости реза к изделию должен быть 45–60°.

Содержание отчета

В отчете должны быть отражены следующие вопросы:

сущность и основные параметры термической резки металлов (кислородной, дуговой, воздушно-дуговой, кислородно-дуговой и плазменной);

преимущества, недостатки и область применения термической резки металлов;

схемы и описание оборудования для кислородной, воздушно-дуговой и плазменной резки, порядок работы оборудования.

Отчет следует иллюстрировать рисунками и схемами. Готовый отчет предъявляется преподавателю.

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. 5.1б-3) и распределением температуры (см. рис. 5.1б-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).

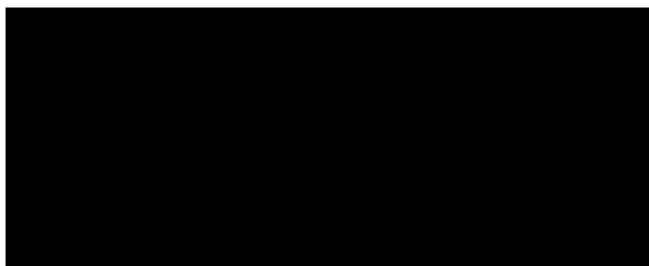


Рис. 5.1. Образование сварочных напряжений в стыковом соединении: а – распределение температуры по ширине соединяемых деталей после наплавки сварного шва; б – форма торцов соединяемых деталей: 1 – непосредственно после наплавки сварного шва соответствующая распределению температуры (теоретическая); 2 – 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.

Последовательность выполнения работы

Работа выполняется в четыре этапа.

1-ый этап. Определение сварочных напряжений методом растяжения.

Этот этап выполняется на образце из стали С235, изображенном на рис. 5.2, в следующей последовательности:

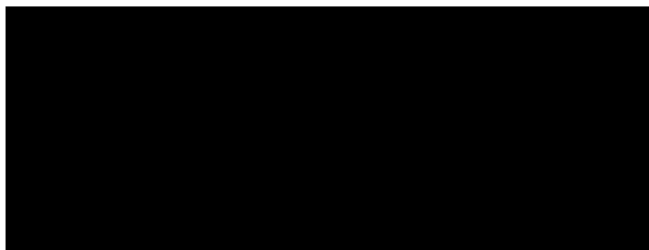


Рисунок 5.2. Образец для испытаний

измерить размеры базы №1 и №2 (каждый размер измеряется трижды и для дальнейших вычислений берется средняя величина. Кроме того, для учета возможного изгиба измерения производят и с обратной стороны – базы №1' и №2');

определить среднее значение базы (l_{cp});

произвести наплавку сварного шва вдоль оси образца;

после остывания образца до комнатной температуры и выпрямления образца произвести повторное измерение размеров базы №1, 2, 1' и 2';

определить среднее значение длины базы после наплавки сварного шва (l_{cp1});

определить изменение длины базы №1 и №2 (Δ_{cp}) в результате наплавки сварного шва :

$$\Delta_{cp} = l_{cp} - l_{cp1}$$

определить напряжение сжатия по формуле

$$\sigma_{сж} = \Delta_{cp} \cdot E / l_{cp},$$

где: E – модуль упругости;

вставить образец в разрывную машину и произвести нагружение образца до напряжений σ_2 , равных $(0,7 \dots 0,8) \sigma_y$ (при этом $\sigma_2 + \sigma_{max}$ должны быть больше σ_y);

снять нагрузку и произвести третье измерение длины базы №1 и №2, №1' и №2' (l_{cp2});

определить изменение длины баз в результате растяжения образца по сравнению с длиной баз после наплавки шва ($\Delta_{cp1} = l_{cp2} - l_{cp1}$);

вычислить среднюю величину снижения остаточных напряжений по формуле:

$$\sigma_1 = \Delta_{cp1} \cdot E / l_{cp1},$$

из следующих двух уравнений (уравнения равновесия остаточных напряжений после наплавки шва и после растяжения) определить σ_p и «в»:

$$(a - b) \sigma_{сж} = b \sigma_p;$$

$$(a - b) (\sigma_{сж} - \sigma_1) = b (\sigma_y - \sigma_2),$$

где: a – ширина пластинки ($a = 100$ мм);

b – ширина эпюры растягивающих напряжений (рис. 5.3);

по найденным значениям σ_p и «в» построить эпюры напряжений после наплавки шва и растяжения образца (рис. 5.3).

Все измерения по данному этапу следует вносить в таблицу 5.1.

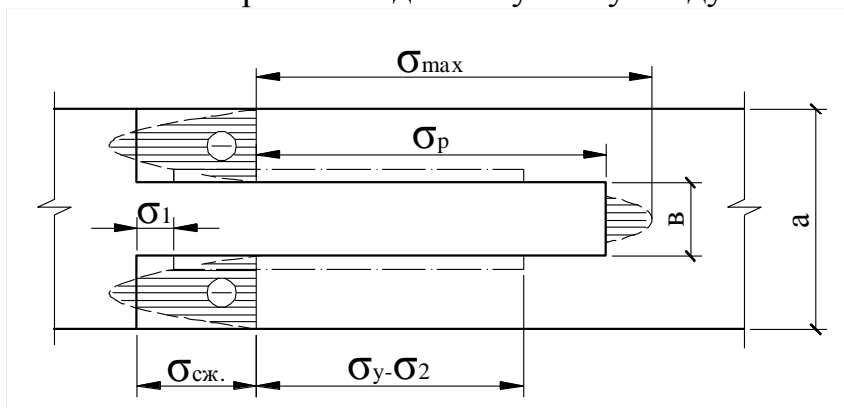


Рис. 5.3. Эпюра напряжений в образце после наплавки шва (штриховой линией – фактическая; сплошной линией – условно принятая) и после растяжения (штрихпунктирная линия)

Формы записи результатов испытаний

Таблица 5.1

о	До сварки	После сварки	После растяжения
ме			

р азы	тсч еты	ре дн ие	ред ние нач ени я	тс че ты	ред ние тсч еты	ре дн ие на че ни я	тсч еты	ре дн ие тсч еты	ред ние нач ени я
,									
,									

2-й этап. Определение деформаций и усадочной силы при наплавке сварного валика на кромку полосы

Для выполнения работы используется образец размером 10x100x300 мм из стали С235.

Последовательность выполнения:

установить пластину в рабочее положение (рис. 5.4) и закрепить измерительные приборы (индикаторы часового типа), при этом рабочий стержень индикаторов ставить в накерненные углубления;

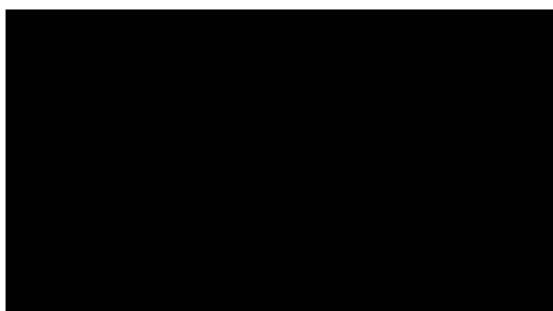


Рис. 5.4. Схема установки образца и приборов

записать показания приборов;
 произвести наплавку валика сварного шва на продольную кромку образца;
 произвести повторное снятие показаний приборов сразу же после окончания сварки;

произвести третье снятие показаний приборов после охлаждения образца до комнатной температуры;

определить укорочение образца ($\Delta_{пр}$) на уровне нейтральной оси (по данным индикаторов №1 и №2);

вычислить усадочную силу, действующую на образец от усадки сварного шва в продольном направлении:

$$P_{ус} = \Delta_{пр} E A / l;$$

вычислить теоретический прогиб пластины и сравнить его с фактическим (показания индикатора №3)

$$f = P e l^2 / (9,6EI);$$

Все результаты измерений записываются в таблицу, форма которой приведена ниже (табл. 5.2).

Для исключения искажения результатов измерений из-за коробления пластины ее следует перед снятием отсчетов выпрямлять.

Отчет по данному этапу следует сопровождать рисунками образца до наплавки шва, после наплавки и после охлаждения до комнатной температуры.

Форма записи результатов измерений

Таблица 5.2

Номер прибора	Начальные показания	Показания после сварки	Показания после остывания швов
1			
2			
3			

3-й этап. Определение поперечной усадки сварного шва в стыковом соединении

Работа выполняется в следующей последовательности:

собрать пластины под сварку (рис. 5.5), при этом пластины должны быть закреплены от случайных смещений;

измерить базу №1, №2 и результаты занести в таблицу 5.3;

наплавить стыковой сварной шов, соединяющей пластинки;

после охлаждения пластин до комнатной температуры произвести повторное измерение базы №1 и №2;

определить величину поперечной усадки как разность измерений до сварки и после сварки.

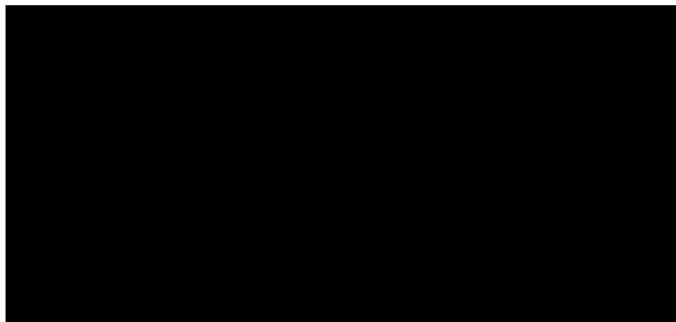


Рис. 5.5. Схема сборки пластин под сварку

Форма записи результатов испытаний

Таблица 5.3

Н омер б азы	Начальные замеры	Замеры после сварки комнатной температуре	Укорочение базы

4-й этап. Определение сварочных деформаций при сварке тавра

Последовательность выполнения:

собрать тавровое соединение на электроприхватках, как показано на рис. 5.6;

установить тавр на три штифта (рис. 5.7), при этом углубление в пластине от керна должно попасть на острие штифта III, а стрелка на приспособлении должна совпасть с риской на пластине;

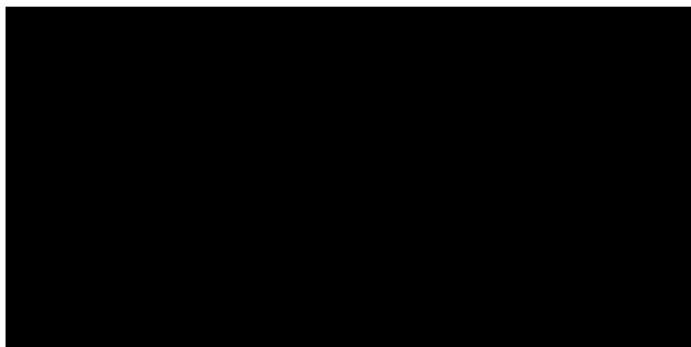


Рис. 5.6. Образец для испытаний Рис. 5.7. Схема измерения

произвести измерения индикаторной головкой на штативе в точках 1, 2, 3 образца. Измерения произвести трижды, вычислить средние значения. Все измерения записать в таблицу 5.4;

Результаты измерений

Таблица 5.4

номер точки	начальные замеры	3	
		замеры после наплавки шва с одной стороны	разность

наплавить угловой шов с одной стороны;

после охлаждения образца до комнатной температуры произвести повторное измерение в точках 1, 2, 3 с помощью индикаторной головки. Для этого тавр вновь установить на три штифта;

наплавить угловой шов с другой стороны.

После охлаждения образца до комнатной температуры произвести в третий раз измерения в точках 1, 2, 3;

по результатам измерений определить угол загиба полки тавра (грибовидность) и сделать рисунок деформированного состояния тавра.

Содержание отчета

В отчете, кроме вычислений, рисунков и таблиц, предусмотренных п. 2.1, 2.2, 2.3, 2.4, следует указать причины появления сварочных напряжений и деформаций, их влияние на несущую способность элементов и методы уменьшения сварочных напряжений и деформаций.

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. 6.1б).

Прожог (сквозное отверстие в сварном шве) является 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).

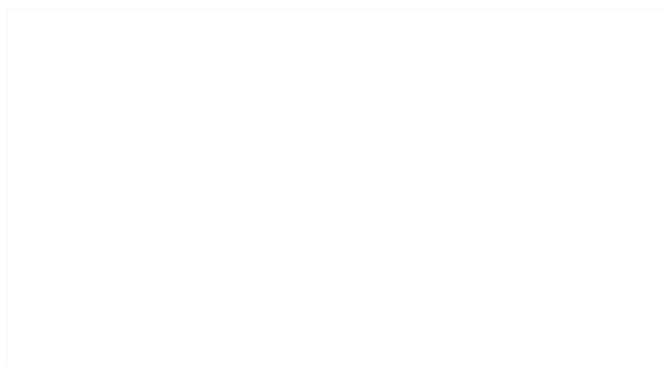


Рис. 6.1. Дефекты сварных швов

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 магнитографический. Первый метод основан на способности электромагнитных волн с частотой $5 \cdot 10^{10}$ –

6 · 10¹⁹ 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.

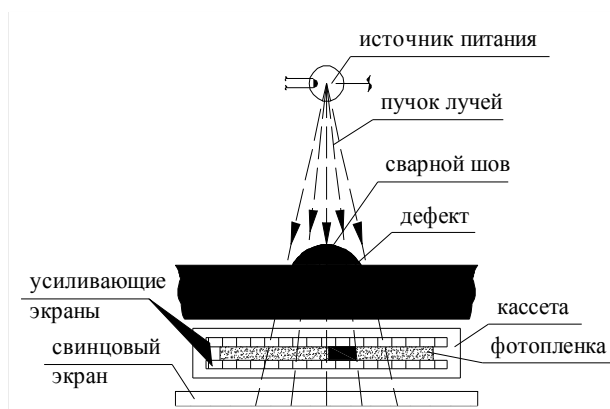


Рис. 6.2. Схема просвечивания металла

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 BaTiO₃. 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.

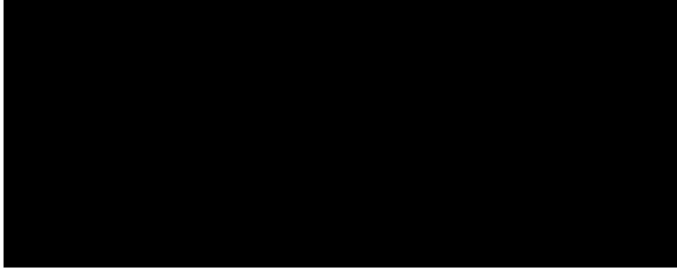


Рис. 6.3. Схема обнаружения дефектов с помощью ультразвука

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.

Последовательность выполнения работ

По стендам, плакатам и настоящему пособию ознакомиться с основными дефектами сварных соединений и причинами их появления.

Изучить методы контроля качества сварных соединений, ознакомиться с оборудованием для обнаружения дефектов в сварных соединениях. В заключение работы составить отчет.

Содержание отчета

В отчете следует привести виды дефектов сварных соединений и указать основные причины их появления, а также отрицательные последствия дефектов. Перечислить методы контроля качества сварных соединений, объяснить сущность каждого метода, указать преимущества и недостатки.

ТЕХНИКА БЕЗОПАСНОСТИ ПРИ ПРОВЕДЕНИИ ЛАБОРАТОРНЫХ 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.

Литература

1. Акулов А.И., Вельчук Г.А., Демянцевич В.П. Технология и оборудование сварки плавлением. – М.: Машиностроение, 1977.
2. Пешковский О.Н., Якубовский В.В. Сварка металлических конструкций.– М.: Высшая школа, 1978.
3. Методические указания по проведению учебной практики по сварке. – М.: МИСИ им. Куйбышева, 1977.
4. Сварка и резка в промышленном строительстве /Под редакцией Б.Д. Малышева. – М.: Стройиздат, 1977.
5. Оборудование для сварочных работ в строительстве. – Киев: Будівельник, 1978.
6. Федин К.К. Сварка, резка и пайка металлов. – М.: Высшая школа, 1971.
7. Шинкарев Б.М., Суптель А.М. Сварка строительных металлоконструкций порошковой проволокой. – Киев: Будівельник, 1978.
8. Николаев Н.И. Лабораторные работы по сварке. – М.: Стройиздат, 1972.

ПРИЛОЖЕНИЕ

КЛАССИФИКАЦИЯ ЭЛЕКТРОДОВ С ПОКРЫТИЕМ

Покрытие электрода предназначено для повышения устойчивости дуги, газовой и шлаковой защиты жидкого и горячего металла сварного шва, легирования и рафинирования наплавленного металла. Кроме того, покрытие электрода влияет на род и полярность тока, на технологические характеристики сварки, на положение сварного шва при сварке. Обозначение электродов с покрытием включает десять характеристик. Пример обозначения:

Э46А – УОНИ13/45 – 4,0 – УД2
Е – 432(5) – Б10

ГОСТ 9466-75, ГОСТ 9467-75.

Для удобства расшифровки используемых характеристик их можно пронумеровать от 1 до 10, и тогда обозначение электрода будет иметь вид:

1 – 2 – 3 – 4 5 6

Е – 7 – 8 9 10

11, 12

1 – первая часть обозначения указывает тип электрода. Наиболее часто используются электроды типа Э42, Э46, 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. Например, для электрода Э42 относительное удлинение и ударная вязкость соответственно равны: 18% и 80 дж/см². То же для электрода Э42А – 22% и 150 дж/см². Электроды с повышенной пластичностью используются для сварки конструкций, воспринимающих динамические нагрузки, а также с целью снижения напряжений.

2 – вторая часть обозначения – указывает марку электрода, которая характеризует покрытие электрода. Марка электрода определяет род тока – переменный или постоянный (таблица 1). Каждому типу электрода соответствуют определенные марки.

3 – третья часть обозначения электрода содержит диаметр стержня электрода в мм.

4 – четвертая часть указывает сталь, для которой предназначен данный электрод: «У» – для углеродистой ($\sigma_u \leq 60$ кН/см²); «Л» – для легированной ($\sigma_u > 60$ кН/см²);

«В» – для высоколегированной; «Т» – для теплоустойчивой; «Н» – электрод предназначен для наплавки.

5 – пятая часть обозначения характеризует толщину обмазки электрода; «М» - тонкообмазанный (отношение диаметра электрода с покрытием (Д) к диаметру стального стержня (d) равно или меньше 1,2; «С» - среднеобмазанный ($D/d \leq 1,45$); «Д» толстообмазанный ($D/d \leq 1,8$); «Г» – особо толстообмазанный ($D/d > 1,8$).

Типы и марки электродов, а также род тока

Таблица 1

Тип электрода	Марка, род тока
Э42	ОМА-2. АНО-6М
Э42А	УОНИ13/45 (пост.)
Э46	МР-3, ОЗС-6, АНО-20, ОЗ6-12, АНО-24, АНО-32
Э46А	УОНИ13/55 (пост.), ВН-48
Э50	ВСЦ-4А(пост.)
Э50А	УОНИ13/55(пост.), ОЗС-18(пост.), АНО-Д, АНО-16
Э60	УОНИ13/65(пост.), ВСФ-65(пост.)
Э70	ВСФ-75(пост.), АНП-6П(пост.)
Э85	УОНИ13/85(пост.), НИАТ-3М(пост.)
Э100	ОЗШ-1(пост.)

Примечание:

Марки, для которых не указан род тока, могут использоваться при постоянном и переменном токе.

6 – эта часть обозначения электрода указывает на чистоту металла по химсоставу. Здесь используются цифры 1, 2, 3; чем больше цифры, тем меньше вредных примесей (серы и фосфора) в металле электрода.

7 – здесь первые две цифры указывают минимальное значение временного сопротивления металла электрода, а третья цифра указывает номер группы, по которой определяется гарантированное значение относительного удлинения и температуры, при которой определяется ударная вязкость (таблица 2).

Температурные группы электродов

Таблица 2

Номер группы	Относительное удлинение, %	Температура °С
1	20	+20
2	22	±0
3	24	-20
4	24	-30
5	24	-40
6	24	-50
7	24	-60

Если гарантированное удлинение находится в одной группе, а температура в другой, то номер температурной группы указывается в скобках, как это сделано в примере.

8 – эта часть обозначения указывает тип покрытия: «А» – кислое; «Б» - основное; «Ц» – целлюлозное; «Р» – рутиловое; «П» – прочие.

Если покрытие содержит железный порошок для улучшения технологических свойств в количестве 20% и более, то добавляют букву «Ж». Бывают смешанные покрытия: «БЦ» и т.д. При сварке кислым покрытием сварные швы обладают пониженной стойкостью против образования трещин, имеют невысокую ударную вязкость ($\sigma_{\text{ан}} \leq 12 \text{ кгс} \cdot \text{м}/\text{см}^2$). Рутиловые покрытия обеспечивают высокое качество наплавленного металла и хорошие сварочно-технологические свойства. Основные покрытия обеспечивают стойкость против образования трещин и наиболее высокую ударную вязкость. Целлюлозное покрытие обеспечивает высокую глубину проплавления..

9 – здесь указывается положение при сварке: «1» – для всех положений; «2» – для всех положений, кроме вертикального сверху вниз; «3» – для нижнего, горизонтального и вертикального снизу вверх; «4» – для нижнего.

10 – эта часть используется для обозначения «№ группы», в которой указаны полярность и напряжение холостого хода (таблица 3).

Напряжения холостого хода и полярность при сварке

Таблица 3

№ группы	Напряжение холостого хода источника переменного тока	Рекомендуемая полярность источника

	номинальное	Пр ед. отклон.	постоянного тока
0	–	–	обратная
1			любая
2	50В	± 5	прямая
3			обратная
4			любая
5	70 В	\pm 10	прямая
6			обратная
7			любая
8		± 5	прямая
9			обратная

Практические занятия

Практическое занятие № 1

Знакомство с нормативной литературой. Определение геометрических характеристик сечений (повторение из курса «Сопротивление материалов»).

Практическое занятие № 2

Расчет болтовых соединений

Пример расчета болтового соединения, изображенного на рис. 5.3а. Исходные данные: $N=210$ кН, $t=10$ мм, $b=160$ мм, материал - сталь С245, точность изготовления болтов - "С", нагрузка статическая, $\gamma_c=\gamma_n=1$. Требуется определить диаметр и количество болтов, а также наименьшее значение нахлеста (l). При решении задачи используются таблицы приведенные в [1]. По таблице 57 принимается класс прочности 4.6, для которого $R_{bs}=150$ МПа (см. табл.58). Для стали С245 $R_{un}=370$ МПа (см. табл. 51), тогда $R_{bp}=450$ МПа (см. табл. 59). По таблице 35 $\gamma_b=0.9$. Рекомендуемый интервал для назначения диаметра болтов: $(1.5...2) \cdot t=(15...20)$ мм. Принимается $d=16$ мм ($A=2.01$ см²). Несущая способность одного болта на срез и соединяемых элементов на смятие определяется по формулам (5.1) и (5.2): $N_{bs} = 15 \cdot 0.9 \cdot 2.01 \cdot 1 = 27,135$ кН, $N_{bp} = 45 \cdot 0.9 \cdot 1.6 \cdot 1 = 64.8$ кН.

Здесь и далее в качестве единиц измерения используются "кН" и "см". Количество болтов определяется по формуле (5.4): $n = 210/27.135 = 7.74$. Принимается восемь болтов. Т.к. рассматриваемое соединение является нахлесточным и не симметричным, то количество болтов следует увеличить на 10%. В результате требуемое количество болтов равно девяти.

Для размещения болтов следует по таблице 39 определить интервалы для размеров a_1 , a_2 и a_3 в зависимости от диаметра отверстия ($d_{отв} = 19$ мм) и толщины соединяемых пластин: $a_1=47.5...120$ мм, $a_2=38...76$ мм, $a_3=28.5...76$ мм. Исходя из ширины пластин болты размещаются в три ряда (см. рис. 5.3а), при этом $a_1=50$ мм, $a_2=40$ мм, $a_3=30$ мм. Тогда значение нахлеста будет равно: $l=2(a_1+a_2)=2 \cdot (50+40)=180$ мм.

Проверка прочности пластин по ослабленному сечению производится по формуле (5.6): $\sigma = 210/10.3 = 20.4 < R_y \cdot \gamma_c / \gamma_n = 24 \cdot 1/1 = 24$ кН/см², где $A_n = b \cdot t - 3 \cdot d_{отв} \cdot t = 16 \cdot 1 - 3 \cdot 1.9 \cdot 1 = 10.3$ см².

Практическое занятие № 3

Расчет сварных соединений

Пример расчета сварного соединения (см.рис.5.8а). Исходные данные: N300кн, толщина листа(t_1)-10мм, номер швеллера-20, толщина полки швеллера(t_2)-9мм, материал-стальС245, сварка ручная покрытым электродом, группа конструкций-2, климатический район-П₂, $\gamma_c = \gamma_n = 1$. Требуется определить значение нахлеста(l_1)

Решение. По таблице 55 принимается тип электрода Э42А. По таблице 56 определяется расчетное сопротивление металла сварного шва: $R_{wf} = 180$ Мпа. Тоже по границе сплавления: $R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 166,5$ Мпа, где "R_{un}" определяется по таблице 51. Согласно п.11,2^х в [1] $\gamma_{wf} = \gamma_{wz} = 0,85$. По таблице 38 $k_{fmin} = 5$ мм (при $t_{max} = 10$ мм), $k_{fmax} = 1,2 \cdot t_{min} = 1,2 \cdot 9 = 10,8$ мм. Для рассчитываемого соединения принимается $k_f = 6$ мм. По таблице 34 $\beta_f = 0,7$; $\beta_z = 1,0$. Все таблицы, использованные выше, приведены в [1]. Из формул (5.16) и (5.17) определяются длины одного сварного шва: $l_w = 0,5 \cdot 300 / 0,7 \cdot 0,6 \cdot 18 \cdot 0,85 = 23,3$ см, $l_w = 0,5 \cdot 300 / 1 \cdot 0,6 \cdot 16,65 \cdot 0,85 = 17,7$. В качестве окончательного принимается большее значение: $l_w = 23,3$ принятая длина сварного шва должна находиться в интервале (см 5.2.3.):

$$40 \text{ мм} < l < 85 \cdot \beta_f k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 0,6 = 35,7 \text{ мм}.$$

Значение нахлеста равно: $l_1 = l_w + 10 \text{ мм} = 23,3 + 10 = 24,3 \text{ мм}$.

При решении задачи предполагалось, что сила "N" распределяется поровну между обоими фланговыми швами.

Практическое занятие № 4

Расчет стального настила

Пример 1. Определение пролета настила балочной площадки. Исходные данные: пролет балок настила: $l_b = 8$ м; нормативная полезная нагрузка: $q_n = 18$ кН/м²; расчетная: $q = 23,4$ кН/м²; расчетное сопротивление стали: $R_y = 23 \cdot 10^4$ кН/м²; предельное отношение пролета к прогибу для настила: $n_o = 150$; для балок настила: $n_{o1} = 250$; $k_1 = 1$; $k_2 = k_3 = 0,025^*$; модуль упругости: $E = 2,06 \cdot 10^8$ кН/м².

Решение: По формуле (6.2):

$$\psi = 0,267 \cdot 150 \cdot [1 + 163 \cdot 10^8 / 150^4 \cdot 18] = 111,43.$$

Значение "b" из условия прочности:

$$b = 14,6 \cdot 18^2 \cdot 8^4 / 23^2 \cdot 10^8 = 619 \cdot 10^{-6}.$$

То же из условия жесткости:

$$b = 6 \cdot 18^2 \cdot 8^6 \cdot 250^2 / 2,06^2 \cdot 10^{16} = 751 \cdot 10^{-6}$$

* Стоимость стали и стоимость монтажа принята по состоянию на 1.01.96.

По формуле (6.1) определяется оптимальный пролет настила:

$$\text{Ив. } l_n = \sqrt{[1.313 \cdot 10^{-3} + (0.025 + 0.025)/8 \cdot 7.85]} / (1/111.43 - 619 \cdot 10^{-6}) = 0.5 \text{ м,}$$

$$\text{Пв. } l_n = \sqrt{[2.416 \cdot 10^{-3} + (0.025 + 0.025)/8 \cdot 7.85]} / (1/111.43 - 751 \cdot 10^{-6}) = 0.625 \text{ м.}$$

Принимается наибольшее значение: $l_n = 0.625 \text{ м}$.

В настоящем разделе рассматривается расчет настила только из гладкого стального листа. Для упрощения аналитических зависимостей в дальнейшем рассматривается полоса настила шириной равной единице (см. рис. 6.2). Расчет настила сводится к определению его толщины (t_n) и проверке прочности и жесткости принятого сечения.

При расчете настила используются три расчетные схемы. При $l_n/t_n < 50$ настил рассчитывается как однопролетный изгибаемый элемент на шарнирных опорах (см. рис. 6.3 а). Условие прочности при такой расчетной схеме записывается в виде:

$$M/W < R_y. \quad (6.3)$$

Из формулы (6.3) определяется толщина настила:

$$t_n \geq \sqrt{6M/R_y} \quad (6.4)$$

Рис. 6.2. Фрагмент технологической площадки.

При расчете настила, кроме условия прочности, необходимо обеспечивать требуемую жесткость, поэтому необходимо еще раз определить толщину настила, но уже из формулы по определению прогиба:

$$t_n \geq \sqrt[3]{1.25 \cdot M_n l_n \cdot n_o / E_{ц}} \quad (6.5)$$

где M_n - изгибающий момент от нормативных нагрузок. В качестве окончательной принимается наибольшая толщина, которая в дальнейшем приводится в соответствии с

сортаментом (округление производится в большую сторону). После назначения толщины настила, необходимо проверить исходное условие: $l_H/t_H < 50$.

При отношении $50 \leq l_H/t_H \leq 300$ настил рассчитывается на изгиб с растяжением (см. рис. 6.3 б). Толщина настила в этом случае определяется отношением: $t_H = l_H/\psi$, затем полученное значение округляется в большую сторону в соответствие с сортаментом. Проверка прочности и жесткости производится как для растянуто-изгибаемого элемента:

$$N/A \pm M/W \leq R_y, \quad l_H/f \geq n_0, \quad (6.6)$$

где N - растягивающее усилие (распор); M - изгибающий момент; A , W - соответственно площадь и момент сопротивления сечения настила шириной равной единице (как правило, одному метру).

Рис. 6.3. Расчётные схемы настила.

Для растянуто-изгибаемого элемента прогиб (f) будет меньше, чем прогиб для изгибаемого (f_0). Исходя из этого, зависимость между ними можно представить в виде:

$$f = f_0 / (1 + \alpha), \quad (6.7)$$

где $\alpha \geq 0$.

Учитывая линейную зависимость между прогибом и изгибающим моментом, можно аналогичным образом записать:

$$M = M_0 / (1 + \alpha), \quad (6.8)$$

где M_0 – балочный изгибающий момент, определенный как для изгибаемого однопролётного элемента. Зависимость (6.8) можно представить в другом виде:

$$M = M_0 - N \cdot f \quad (6.9)$$

Приравняв (6.8) и (6.9) и выразив " f " через " M_0 ", получим выражение для определения распора:

$$N = \pi^2 E_{ц} \cdot J \alpha / l_H^2 \quad (6.10)$$

где J - момент инерции сечения настила шириной, равной единице.

Значение параметра " α " определяется из кубического уравнения:

$$\alpha(1+\alpha)^2=3f_{\delta}^2/t_n^2 \quad (6.11)$$

Приведенное уравнение получается из равенства удлинений настила, после приложения нагрузки, вычисленных геометрическим путем и через усилие растяжения.

При отношении $l_n/t > 300$ значением изгибной жесткости можно пренебречь, т.е. можно предположить, что в настиле возникают только растягивающие напряжения равномерно распределенные по его сечению. Расчетная схема для этого случая приведена на рис. 6.3б. Распор определяется из условия, когда изгибающий момент в любой точке настила равен нулю:

$$H=q \cdot l_n^2/8f, \quad (6.12)$$

где $f = l_n/n_0$. Толщина настила может быть определена по формуле:

$$t_n \geq 0.051 \cdot q \cdot l_n \cdot n_0^3/E \quad (6.13)$$

При этом должно удовлетворяться условие прочности:

$$\sqrt{H^2+(0.5 \cdot q \cdot l_n)^2} t_n \leq R_y \quad (6.14)$$

Третья расчетная схема настила может иметь место при $n_0 \leq 233/\sqrt{q}$, где q - расчетная нагрузка в кН/м².

Пример 2. Расчет настила. Исходные данные пролет настила (l_n) - 0,86м, отношение пролета настила к его толщине (ψ) - 110 (при таком отношении настил рассчитывается на изгиб с растяжением), $\gamma_c=\gamma_n=1$. Остальные данные приняты по примеру 1. Требуется определить толщину настила и произвести проверку прочности и жесткости.

Определяется толщина настила: $t = l_n/\psi = 0.86/110 = 0.00782$ м. Полученное значение округляется в большую сторону до толщины листа, приведенного в сортаменте: $t_n = 0.008$ м. Нормативная нагрузка от собственного веса настила:

$$g_{nn}=\gamma \cdot t_n=7.85 \cdot 0.008=0.0628 \text{т/м}^2=0.628 \text{кН/м}^2$$

Геометрические характеристики сечения настила шириной (b) равной 1 м: $A = b \cdot t = 1 \cdot 0.008 = 0.008 \text{ м}^2$, $J = b \cdot t^3/12 = 1 \cdot 0.008^3/12 = 4.27 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$, $W = b \cdot t^2/6 = 1 \cdot 0.008^2/6 = 10.67 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$. Прогиб, определяемый как для изгибаемого элемента:

$$f_{\delta} = 5(q_n + g_{nn}) \cdot \ell_n^4 / 384 \cdot E_c \cdot J = 5(18 + 0.628) \cdot 0.86^4 / 384 \cdot 26 \cdot 10^8 \cdot 4.27 \cdot 10^{-8} = 0.0137 \text{ м}$$

После этого определяется правая часть уравнения (6.11):

$$\alpha(1+\alpha)^2 = 3 \cdot 0.0137^2 / 0.008^2 = 8.8.$$

Натуральное значение корня, полученного алгебраического кубического уравнения, будет равно: $\alpha = 1.46$. По формулам (6.10) и (6.8) отыскиваются значения распора и изгибающего момента:

$$H = 3.14^2 \cdot 2.26 \cdot 10^8 \cdot 4.27 \cdot 10^{-8} \cdot 1.46 / 0.86^2 = 187.82 \text{ кН.}$$

$$M = 2.22 / (1 + 1.46) = 0.9 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

Где $M_{\delta} = (q_n \cdot \gamma_{f1} + g_{nn} \cdot \gamma_{f2}) \cdot l_n^2 / 8 = (18 \cdot 1.3 + 0.628 \cdot 1.05) \cdot 0.86^2 / 8 = 2.22 \text{ кН} \cdot \text{м}$

В приведенных вычислениях использован коэффициент перегрузки (γ_{f2}) для нагрузки от собственного веса, равный 1.05. Прогиб настила (с учетом распора) определяется по формуле (6.7): $f = 0.0137 / (1 + 1.46) = 0.0056 \text{ м}$. Проверка прочности и жесткости настила производится по формулам (6.6):

$$\sigma = 187.82 / 0.008 + 0.9 / 10.67 \cdot 10^{-6} = 107826 < R_y \cdot \gamma_c / \gamma_n = 23 \cdot 10^4 \text{ кН/м}^2;$$

$$0.86 / 0.0056 = 153.6 > n_0 = 150.$$

Таким образом, условие прочности и жесткости настила при толщине, равной 0.008 м, удовлетворяются.

Кроме приведенных расчетов, для настила, работающего на изгиб, с распором необходимо произвести расчет крепления настила к балкам или другим элементам, на которые он опирается. Как правило, это крепление выполняется на сварке. При этом, необходимо учитывать, что распор, определенный выше, действует на ширине настила, равной 1 м.

Практическое занятие № 5

Расчет прокатных балок

Пример. Расчет прокатных балок. Исходные данные: расчетная схема балки приведена на рис. 6.4; пролет балки (l_b) - 8 м, отношение пролета балки к прогибу (n_0) - 250; на верхний пояс балки опирается настил, надежно с ним связанный. Другие исходные данные см. пример 2. Требуется подобрать сечения балки и произвести проверку прочности и жесткости.

Погонная нормативная нагрузка на балку:

$$q_{nb} = (q_n + g_{nn}) \cdot \alpha_1 \cdot l_n = (18 + 0.628) \cdot 1.03 \cdot 0.86 = 16.5 \text{ кН/м}$$

Погонная расчетная нагрузка на

$$\text{балку: } q_b = (q_n \cdot \gamma_{f1} + g_{nn} \cdot \gamma_{f2}) \cdot \alpha_1 \cdot l_n = (18 \cdot 1.3 + 0.628 \cdot 1.05) \cdot 1.03 \cdot 0.86 = 21.3 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\text{Наибольший изгибающий момент: } M = 21.3 \cdot 8^2 / 8 = 170.4 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Требуемый момент сопротивления определяется по формуле (6.15):

$W_{тр} = 170.4 \cdot 1 / (1.1 \cdot 23 \cdot 10^4) = 740.87 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$. Требуемый момент инерции определяется по формуле (6.17): $J_{тр} = 5 \cdot 16.5 \cdot 8^3 \cdot 250 / (384 \cdot 2.06 \cdot 10^8) = 13350 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$. По сортаменту принимается двутавр N36, имеющий следующие характеристики: $W = 743 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$, $J = 13380 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$, статический момент полусечения $S = 423 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$, толщина стенки $t_w = 7.5 \text{ мм}$, собственный вес двутавра $g_{nb} = 48.6 \text{ кг/м}$.

Для проверки принятого сечения необходимо уточнить нагрузку и усилия с учетом собственного веса двутавра:

$$q_{nb} = (q_n + g_{nn}) \cdot l_n + g_{nb} = (18 + 0.628) \cdot 0.86 + 0.486 = 16.51 \text{ кН/м};$$

$$q_b = (q_n \cdot \gamma_{f1} + g_{nn} \cdot \gamma_{f2}) \cdot l_n + g_{nb} \cdot \gamma_{f2} = (18 \cdot 1.3 + 0.628 \cdot 1.05) \cdot 0.86 + 0.486 \cdot 1.05 = 21.2 \text{ кН/м};$$

$$M = 21.2 \cdot 8^2 / 8 = 169.6 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Наибольшая поперечная сила (опорная реакция): $Q = 21.2 \cdot 8 / 2 = 84.8 \text{ кН}$.

Проверка прочности по нормальным напряжениям:

$$\sigma = M / W = 169.6 / 743 \cdot 10^{-6} = 22.83 \cdot 10^4 < R_y \cdot \gamma_c / \gamma_n = 23 \cdot 10^4 \text{ кН/м}^2.$$

Проверка прочности по касательным напряжениям:

$$\tau = Q \cdot S / J \cdot t_w = 84.8 \cdot 423 \cdot 10^{-6} / 13380 \cdot 10^{-8} \cdot 0.0075 = 3.57 \cdot 10^4 < 0.58 \cdot R_y \cdot \gamma_c / \gamma_n = 13.34 \cdot 10^6 \text{ кН/м}^2$$

Прогиб балки принятого сечения определяется по формуле (4.21):

$$f = 1.32 \cdot 8^2 / 9.6 \cdot 2.06 \cdot 10^8 \cdot 13380 \cdot 10^{-8} = 0.032 \text{ м},$$

где $M_n = 16.5 \cdot 8^2 / 132 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Проверка жесткости: $l_b / f = 8.0 / 0.032 = 250 = n_0 = 250$. Проверка общей устойчивости не требуется, т.к. на верхний (сжатый) пояс балки опирается жесткий настил, предотвращающий его горизонтальные перемещения.

Практическое занятие № 6

Компоновка сечения составных балок

Пример. Компоновка сечения составной балки. Исходные данные: пролет балки: $l_r = 12 \text{ м}$; нормативная погонная нагрузка (без учета собственного веса балки): $q_{nr} = 160 \text{ кН/м}$; тоже расчетная: $q_r = 200 \text{ кН/м}$; наибольшие усилия: $M_{max} = 3672 \text{ кН} \cdot \text{м}$, $Q_{max} = 1224 \text{ кН}$ ¹; предельное отношение пролета к прогибу балки: $n_0 = 400$; $R_y = 230 \text{ МПа}$; $R_s = 133,4 \text{ МПа}$; $\gamma_c = 1$; $\gamma_n = 0.95$; сварные поясные швы выполняются автоматом. Металл работает в упругой стадии, общая устойчивость обеспечивается конструктивными элементами. Требуется определить размеры сечения (см. рис. 6.5) и проверить прочность принятого

¹ При определении усилий собственный вес балки учтен введением поправочного коэффициента равного 1.02.

сечения

балки. По формуле (6.18) определяется наименьшая высота балки: $h_{\min} = 5 \cdot 230 \cdot 10^3 \cdot 12 \cdot 400 \cdot 160 / 24 \cdot 2.06 \cdot 10^8 \cdot 200 = 0,89$ м. Требуемый момент сопротивления вычисляется по формуле (6.15):

$W_{\text{тр}} = 3672 \cdot 0.95 / 230 \cdot 10^3 \cdot 1 = 15167 \cdot 10^{-6}$ м³. По последней формуле (6.22) определяется оптимальная высота: $h_{\text{опт}} = 1.25 \sqrt{15167} = 154$ см. Толщина стенки

вычисляется из формулы (6.23): $t_w = 1.5 \cdot 1224 \cdot 0.95 / 154 \cdot 13.34 = 0.85$ см. Толщина стенки принимается равной 1 см. Исходя из сортамента, высота стенки принимается равной 146 мм.

Площадь пояса определяется по формуле (6.24): $A_f = 15167 / 154 - 1 \cdot 146 / 6 = 74.1$ см². Учитывая требования по обеспечению местной устойчивости и условие сварки автоматом ($b_{\text{ef}} \geq 90$ мм), принимаются следующие размеры полок: $b = 40$ см, $t = 2$ см.

Геометрические характеристики подобранного сечения балки: $I = 1135505$ см⁴, $W = 15140$ см³, $S = 8584.5$ см³, $A = 306$ см². Фактическая нагрузка от собственного веса балки: $g_{\text{нр}} = A \cdot \gamma = 306 \cdot 10^{-4} \cdot 7850 = 240$ кг/м = 2.4 кН/м. Уточняется нагрузка на балку и усилия от нее: $q_{\text{нр}} = 162.4$ кН/м, $q_{\text{г}} = 200 + 2.4 \cdot 1.05 = 202.5$ кН/м, $M_{\text{max}} = 3645$ кН·м, $Q_{\text{max}} = 1215$ кН.

Проверка прочности по нормальным напряжениям:

$$\sigma = M_{\text{max}} / W = 3645 \cdot 10^2 / 15140 = 24.07 < R_y \cdot \gamma_c / \gamma_n = 23 \cdot 1 / 0.95 = 24.21 \text{ кН/см}^2.$$

Недонапряжение составляет: $(24.21 - 24.07) \cdot 100 / 24.21 = 0.58\% < 5\%$.

Проверка прочности по касательным напряжениям:

$$\tau_{\text{max}} = Q_{\text{max}} \cdot S / I \cdot t_w = 1215 \cdot 8584.5 / 1135504 \cdot 6 \cdot 1 = 9.2 < R_s \cdot \gamma_c / \gamma_n = 13.34 \cdot 1 / 0.95 = 14 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка жесткости:

$$f = 5 \cdot q_{\text{нр}} \cdot l_{\text{г}}^4 / 384 \cdot J \cdot E = 5 \cdot 162.4 \cdot 12^4 / 384 \cdot 1135505 \cdot 10^{-8} \cdot 2.06 \cdot 10^8 = 0.019 \text{ м};$$
$$l / f = 12 / 0.019 = 631.6 > n_o = 400.$$

Практическое занятие № 7

Изменение сечения составной балки

Пример . Изменение сечения составной балки. Исходные данные: см. пример 4.

При равномерно распределенной нагрузке изменение сечения делается на расстоянии $1/6$ пролета от опоры, т.е. 2 м. Усилия в балке в этом месте: $M_1=2025$ кН·м, $Q_1=810$ кН. Требуемый момент сопротивления:

$W_{тр1}=2025 \cdot 0.95 / 230 \cdot 10^3 \cdot 1 = 8364 \cdot 10^{-6}$ м³. Площадь пояса в измененном сечении определяется по формуле (6.24):

$$A_{f2}=8364/148-1 \cdot 146/6=32.18 \text{ см}^2.$$

Тогда ширина полки в измененном сечении: $b_1 = A_{f1}/t = 32/18/2 = 16.09$ см. Учитывая, что поясные швы выполняются сварочным трактором, ширина полки принимается равной 18 см. Геометрические характеристики измененного сечения: $I_1=653616$ см⁴, $W_1 = 8714.88$ см³, $S_1=5328$ см³, статический момент полки: $S_{1f}=2664$ см³.

Проверка прочности по нормальным напряжениям: $\sigma = M_1/W_1 = 2025 \cdot 102/8714.88 = 23.24 < R_y \cdot \gamma_c / \gamma_n = 24,21$ кН/см². Проверка прочности на опоре по касательным напряжениям:

$\tau_{max} = Q_{max} \cdot S_k / J_1 \cdot t_w = 12155328 / 653616 \cdot 1 = 9.9 < R_s \cdot \gamma_c / \gamma_n = 14$ кН/см². Проверка прочности по приведенным напряжениям по формуле (4.12) в месте изменения сечения балки в точках сопряжения полок со стенкой:

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} = \sqrt{22.61^2 + 3 \cdot 3,3^2} = 23.2 < 1.15 \cdot R_y \cdot \gamma_c / \gamma_n = 27.84 \text{ кН/см}^2$$

где σ_1 и τ_1 определены по формулам: $\sigma_1 = M_1 \cdot h_w / W_1 \cdot h$; $\tau_1 = Q_1 \cdot S_{1f} / J_1 \cdot t_w$

Уменьшение сечения на части длины балки влечет за собой увеличение прогиба. При уменьшении сечения на приопорных участках длиной $1/6$ прогиб в центре пролета равен: $f_1 = f / (0.05J_1/J + 0.95) = 0.019 / (0.05 \cdot 653616 / 1135505 + 0.95) = 0.0194$ м, где f -прогиб для балки с постоянным сечением ($J_1=J$).

Практическое занятие № 8

Расчет поясных сварных швов в составных балках

Пример. Расчет соединения полок со стенкой.

Исходные данные: поясные швы двусторонние и выполняются сварочным трактором под слоем флюса сварочной проволокой св-08А диаметром 2 мм. Местные напряжения в стенке балки отсутствуют. Другие исходные данные см. примеры 4, 5. Требуется определить катет сварного шва.

По табл. 56 расчетное и нормативное сопротивление металла сварного шва, соответственно, равны: $R_{wf}=180$ МПа, $R_{wun}=410$ МПа. Расчетное сопротивление металла по границе сплавления: $R_{wz}=0.45 \cdot R_{un}=0.45 \cdot 360=162$ МПа, где R_{un} - нормативное сопротивление основного металла, определяемое по табл. 51. Согласно п. 11.2 в [1] $\gamma_{wf}=\gamma_{wz}=1$. Наибольшее возможное значение катета шва: $K_{fmax}=1.2 \cdot t_{min}=1.2 \cdot 10=12$ мм. Наименьшее возможное значение катета шва: $K_{fmin}=6$ мм (см. табл. 38). Значения коэффициентов: $\beta_f=0.9$, $\beta_z=1.05$ (см. табл. 34). Используемые

выше таблицы приведены в [1]. Наименьшие значения катета из условия прочности получается при расчете по сечению шва. По формуле (6.30):

$k_f = 1215 \cdot 2664 \cdot 0.95 / 2 \cdot 653616 \cdot 0.9 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1 = 0.29 \text{ см}$. Окончательное значение катета принимается равным 6 мм.

Практическое занятие № 9

Расчет опорных частей балок

Пример. Расчет опорной части балки

Исходные данные: конструктивное решение опорной части приведено на рис. 6.8а. Опорная реакция: $V = 1215$ кН. Расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности: $R_p = 336$ МПа. Сварка выполняется полуавтоматом, сварочной проволокой Св - 08Г2С в среде углекислого газа. Другие исходные данные см. примеры 4, 5. Требуется определить размеры опорного ребра, проверить устойчивость опорной части и рассчитать катет сварного шва, прикрепляющего опорное ребро к стенке.

Требуемая площадь сечения опорного ребра определяется по формуле (6.32):
 $A_{\text{отр}} = 1215 \cdot 0.95 / 33.6 \cdot 1 = 34.35 \text{ см}^2$. Из формулы (6.34): $b_p = \sqrt{34.35 \cdot 2.06 \cdot 10^4 / 23} = 32 \text{ см}$
 Учитывая, что ширина пояса балки у опоры равна 18 см (см. пример 5), ширина опорного ребра также принимается равной 18 см. Тогда $t_p = A_{\text{отр}} / b_p = 34.35 / 18 = 1.9 \text{ см}$. Толщина принимается равной 2 см. Геометрические характеристики опорной части: $A = 55.45 \text{ см}^2$; $J = 972 \text{ см}^4$; $i = 4.18 \text{ см}$; $\lambda = 35$; $\bar{\lambda} = 1.17$.

По табл. 72 в [1] $\varphi = 0.915$. Проверка общей устойчивости опорной части:

$$\sigma = V / \varphi \cdot A = 1215 / 0.915 \cdot 55.45 = 23.95 < R_y \cdot \gamma_c / \gamma_n = 24.21 \text{ кН/см}^2$$

Проверка местной устойчивости опорного ребра производится по формуле (6.35):
 $b_n / t_p = 8.5 / 2 = 4.25 < (0.36 + 0.1 \cdot 1.17) \sqrt{2.06 \cdot 10^4 / 23} = 14.3$.

Для указанного выше способа сварки и для толщин 20 и 10 мм параметры шва будут иметь следующие значения: $K_{f\text{max}} = 12$ мм; $K_{f\text{min}} = 6$ мм; $\beta_f = 0.9$, $\beta_z = 1.05$, $R_{wf} = 21.5$ кН/см², $R_{wz} = 16.2$ кН/см², $\gamma_{mf} = \gamma_{mz} = 1$. Ссылки на таблицы, приведены в примере 6. Расчет ведется по границе сплавления, т.к. $\beta_f \cdot \gamma_{wf} \cdot R_{mf} = 19.35 > \beta_z \cdot \gamma_{wz} \cdot R_{wz} = 17.01$ кН/см². Катет шва принимается равным 7 мм, тогда требуемая расчетная длина сварного шва будет равна:

$$l_w = V \cdot \gamma_n / 2 \beta_z \cdot K_f \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c = 1215 \cdot 0.95 / 2 \cdot 1.05 \cdot 0.7 \cdot 16.2 \cdot 1 \cdot 1 = 48.47 \text{ см}.$$

Проверка длины сварного шва по формуле (6.36):

$$h_w - 1 \text{ см} = 146 - 1 = 145 > l_{w\text{тп}} = 48.47 < 85 \cdot \beta_f \cdot k_f = 85 \cdot 0.9 \cdot 0.7 = 53.55 \text{ см}.$$

Практическое занятие № 10

Проверка местной устойчивости стенок составных балок

Пример. Проверка местной устойчивости стенки

Исходные данные: шаг балок настила, опирающихся на рассматриваемую балку - 860 мм. Подвижная нагрузка отсутствует. Изменение сечения балки происходит на расстоянии 2 м от опоры. Другие исходные данные см. примеры 4, 5. Требуется произвести расстановку поперечных ребер жесткости, определить их размеры и проверить местную устойчивость стенки.

Условная гибкость стенки: $\bar{\lambda}_w = 146/1 \cdot \sqrt{2.06 \cdot 10^4/23} = 4.88$

. Т.к. условная гибкость превышает 3.2, то следует стенку укреплять ребрами жесткости, при этом шаг ребер жесткости не должен превышать $2h_w$. Учитывая шаг балок настила, расстояние между ребрами жесткости принимается равным 2580 мм, кроме крайних отсеков, где это расстояние, исходя из пролета балки (12 м), принимается равным 2130 мм. Ребра жесткости назначаются двусторонними с размерами, определяемыми по формуле (6.33) и (6.39): $b_h \geq 1460/30 + 40 = 88.67$ мм, принимается $b_h = 90$ мм,

$$t_s \geq 2 \cdot 90 \cdot \sqrt{23/2.06 \cdot 10^4} = 6 \text{ мм.}$$

Проверка местной устойчивости производится по формуле (6.40) при $\sigma_y = 0$.

Для проверки выбирается крайний отсек, т.к. здесь происходит изменение сечения (проверяемый отсек приведен на рис. 6.10). В связи с тем, что длина отсека превышает высоту стенки, для определения нормальных и касательных напряжений выбирается наиболее напряженная часть отсека, длиной равной 1460 мм (на рис. 6.10 эта часть заштрихована). Средние нормальные напряжения

$$\sigma_x = [(M_3 + M_1) \cdot a_1 / 2W + (M_1 + M_2) \cdot a_2 / 2W_1] / h = [(212859 + 202500) \cdot 13 / 2 \cdot 15140 + (202500 + 76860) \cdot 133 / 2 \cdot 8714.88] / 150 = 15.4 \text{ кН/см}^2.$$

При определении " σ_x " использованы изгибающие моменты по краям проверяемой части отсека (M_2 , M_3) и в месте изменения сечения (M_1), а также длины участков (a_1 и a_2) с различными моментами сопротивления (W и W_1). Средние касательные напряжения:

$$\tau = (Q_2 + Q_3) / 2h_w \cdot t_w = (1079 + 747) / 2 \cdot 146 \cdot 1 = 6.25 \text{ кН/см}^2$$

Критическое нормальное напряжение определяется по формуле (6.42): $\sigma_{cr} = 30 \cdot 23 / 4.88^2 = 30 \text{ кН/см}^2$, где коэффициент " c_{cr} " определяется по табл. 21 в [1] в зависимости от параметра " δ ", который, в свою очередь, определяется по формуле (77) в [1]: $\delta = \beta \cdot b_1 \cdot t^3 / h_w \cdot t_w^3 = 0.8 \cdot 18 \cdot 2^3 / 146 \cdot 1^3 = 0.79$. При определении параметра " δ " используется ширина полки в месте изменения сечения. Критическое касательное напряжение определяется по формуле (6.41):

$$\tau_{cr} = 10.3(1 + 0.76/1.46^2) \cdot 13.34 / 4.88^2 = 7.83.$$

Проверка местной устойчивости стенки:
 $\sqrt{(15.4/30)^2 + (6.75/7.83)^2} = 0.95 < \gamma_c = 1.$

Практическое занятие № 11

Проектирование узлов сопряжений балок между собой

Расчёт узлов сопряжений балок настила (прокатных балок) с главными балками.

Узел сопряжения представлен на рис. 2а (количество балок на рис. 2а показано условно).

Исходные данные:

- балка настила I35Б1;
- необходимые размеры главной балки приведены на рисунке;
- толщина рёбер жёсткости: $t_p = 6$ мм;
- сталь С235 ($R_y = 230$ Мпа), нагрузка статическая;
- климатический район Π_4 ;
- опорная реакция $V = 85$ кН.

По таблице 57 СНиП II-23-81 принимается класс прочности болтов 4.8; класс точности болтов «С».

Принимается $d_s = 16$ мм ($A = 2,01$ см²), тогда $d_{отв} = 18$ мм.

Несущая способность одного болта на срез:

$N_{bs} = R_{bs} * \gamma_b * A * n_s = 16 * 0,9 * 2,01 * 1 = 28,9$ кН, где R_{bs} – расчётное сопротивление одного болта на срез. Принимается по таблице 58;

γ_b – коэффициент условий работы соединения. Принимается по таблице 35;

n_s – количество срезов.

Несущая способность соединяемых элементов на смятие, приходящаяся на один болт:

$N_{bp} = R_{bp} * \gamma_b * d_s * \sum t_{min} = 43 * 0,9 * 1,6 * 0,6 = 37,2$ кН,

где N_{bp} – расчётное сопротивление смятию. Принимается по таблице 59;

$\sum t_{min}$ – меньшая толщина элементов, сжимаемых в одном направлении.

Требуемое количество болтов:

$$n = \frac{1,2 * V}{N_{b,min}} = \frac{1,2 * 85}{28,9} = 3,53,$$

где коэффициент 1,2 учитывает возможное частичное защемление в узле.

Принимается 4 болта.

Размещение болтов осуществляется по таблице 36:

$$a_{1,min} = 2,5 * d_{отв} = 45 \text{ мм}; a_{1,max} = 8 * d_{отв} = 144 \text{ мм}.$$

$$a_{1,max} = 12 * t = 72 \text{ мм}; a_{2,max} = 2 * d_{отв} = 36 \text{ мм};$$

$$a_{3,max} = a_{2,max} = 4 * d_{отв} = 72 \text{ мм}; a_{3,max} = a_{2,max} = 8 * t = 48 \text{ мм}.$$

$$a_{3,min} = 1,5 * d_{отв} = 27 \text{ мм}.$$

Размер $C = t + K_f + 5 = 20 + 5 + 5 = 30$ мм. Размер «С» должен быть больше $t_1 + z = 8,5 + 18 = 26,5$ мм.

Размещение болтов представлено на рис. 2б.

Для компенсации неточностей монтажа отверстия предусматриваются овальными (см. рис. 2в):

Проверка стенки балки настила на срез:

$$\frac{V}{t_{wl} * (h_1 - n * d_{отв})} = \frac{85}{0,62 * (22,9 - 4 * 1,8)} = 8,73 < R_s * \gamma_c = 0,58 * R_y * \gamma_c = 0,58 * 23 * 1 = 13,34 \frac{\text{кН}}{\text{см}}$$

Прочность на срез обеспечена.

Практическое занятие № 12

Проектирование сплошностенчатых колонн

Пример 1. Расчет сплошностенчатой колонны

Исходные данные: $N=2510$ кН, $l_x=l_y=10$ м, $R_y=230$ МПа, $\gamma_c=\gamma_n=1$. Ограничения на размеры сечения отсутствуют. Требуется определить все размеры сечения (см. рис. 6.15 а) и произвести проверку общей и местной устойчивости.

По формуле (6.61) определяется параметр "с":

$$c = \sqrt{2.25 + 0.293(10/10)^2} - 0.5 = 1.09.$$

Гибкость относительно оси "у" вычисляется по формуле (6.60):

$$\lambda_y = 8^3 \sqrt{10^2 \cdot 1.09^2 \cdot 230 / 2.51} = 71.6.$$

Ширина полки определяется по формуле (6.64):

$$b = 10 \sqrt{12 \cdot 1.09 / 71.6} = 0.505 \text{ м}$$

Отношение высоты стенки (h_w) к ширине полки (b) находится из уравнения (6.62):

$$\alpha = \sqrt{(c-1)/(P/B)} = \sqrt{(1.09-1)/0.293} = 0.554.$$

Тогда $h_w = \alpha \cdot b = 0.554 \cdot 0.505 = 0.279$ м.

По таблицам 27 и 29 в [1] определяются предельные отношения высоты стенки и свеса полки к их толщинам:

$$B = (1.2 + 0.35 \bar{\lambda}) \cdot \sqrt{E/R_y} = (1.2 + 0.35 \cdot 2.39) \cdot \sqrt{2.06 \cdot 10^5 / 230} = 60.9;$$

$$P = (0.36 + 0.1 \bar{\lambda}) \cdot \sqrt{E/R_y} = (0.36 + 0.1 \cdot 2.39) \cdot \sqrt{2.06 \cdot 10^5 / 230} = 17.93.$$

$$\text{где } \bar{\lambda} = \lambda_y \sqrt{R_y/E} = 71.6 \sqrt{230 / 2.06 \cdot 10^5} = 2.39.$$

После этого определяется толщина стенки и полки:

$$t_w = h_w / B = 279 / 60.9 = 4.58 \text{ мм}, \quad t = (b - t_w) / 2P = (505 - 4.58) / 2 \cdot 17.93 = 13.9 \text{ мм}.$$

Полученные размеры сечения округляются и приводятся в соответствие с сортаментом: $b=50$ см, $h_w=27.2$ см (в этом случае высота сечения равна 30 см), $t_w=0.5$ см. Определяются геометрические характеристики: $A=153.6$ см², $I_y=29166.6$ см⁴, $I_x=29467$ см⁴. Учитывая, что $I_x=I_y$, проверка устойчивости делается относительно оси с меньшим моментом инерции, т.е. относительно оси "у": $i_y=13.77$ см, $\lambda_y=72.62$; $\varphi=0.746$. Тогда $\sigma = N / (\varphi \cdot A) = 2510 / (0.746 \cdot 154) = 21.95 < R_y = 23$ кН/см².

Проверка местной устойчивости производится с использованием формул таблиц 27 и 29 в [1]: $B = (1.2 + 0.35 \cdot 2.43) \sqrt{2.06 \cdot 10^5 / 230} = 61.34$

$$P = (0.36 + 0.1 \cdot 2.43) \sqrt{2.06 \cdot 10^5 / 230} = 18.05 \quad \text{где } \bar{\lambda} = 72.62 / \sqrt{2.06 \cdot 10^5 / 230} = 2.43.$$

Проверка местной устойчивости: $h_w/t_w = 27.2/0.5 = 54.4 < B = 61.34$;
 $b_{ef}/t = 24.75/1.4 = 17.68 < P = 18.05$, где $b_{ef} = (b - t_w)/2 = (50 - 0.5)/2 = 24.75$ см.

Пример 2. Расчет сплошностенчатой колонны

Решить задачу, поставленную в примере 1, но с ограничением на размеры сечения: отношение высоты стенки к ширине полки (α) должно быть равно единице.

Параметр "с" определяется по формуле (6.62): $c = 1 + 1^2 \cdot 0.293 = 1.293$. Далее вычисляется гибкость относительно оси "y" по формуле (6.60):

$$\lambda_y = 8^3 \sqrt{10^2 \cdot 1.293^2 \cdot \sqrt{230/2.51}} = 80.25$$

Ширина полки и высота стенки: $b = 10 \cdot \sqrt{12} \cdot 1.293 / 80.25 = 0.49 \text{ м}$;

$$h_w = \alpha \cdot b = 1 \cdot 0.49 = 0.49 \text{ м}.$$

По таблицам 27 и 28 в [1] определяются предельные отношения "В" и "П":
 $V = (1.2 + 0.35 \cdot 2.68) \cdot \sqrt{2.06 \cdot 10^5 / 230} = 64$; $\Pi = (0.36 + 0.1 \cdot 2.68) \sqrt{2.06 \cdot 10^5 / 230} = 18.79$,
 где условная гибкость равна: $\bar{\lambda} = 80.25 \sqrt{230 / 2.06 \cdot 10^5} = 2.68$.

После этого определяются толщины стенки и полки:

$$t_w = 490 / 64 = 7.66 \text{ мм},$$

$$t = (490 - 7.66) / 2 \cdot 18.79 = 12.84 \text{ мм}.$$

Полученные размеры сечения округляются и приводятся в соответствие с сортаментом: $b = h_w = 49 \text{ см}$, $t = 1.4 \text{ см}$, $t_w = 0.8 \text{ см}$. Определяются геометрические характеристики: $A = 176.4 \text{ см}^2$, $I_y = 27451 \text{ см}^4$, $I_x = 94970 \text{ см}^4$. Проверка общей устойчивости выполняется относительно оси "Y". $i_y = 12.47 \text{ см}$, $\lambda_y = 80.19$, $\varphi = 0.696$, $\sigma = N / \varphi \cdot A = 2510 / 0.696 \cdot 176.4 = 20.44 < R_y = 23 \text{ кН/см}^2$.

Проверка местной устойчивости: $h_w / t_w = 49 / 0.8 = 61.25 < V = 64$,

$b_{ef} / t = 24.1 / 1.4 = 17.21 < \Pi = 18.79$, где "В" и "П" определяются по формулам таблиц № 27 и 29 в [1] в зависимости от $\lambda = 80.19$, а $b_{ef} = (b - t_w) / 2 = (49 - 0.8) / 2 = 24.1 \text{ см}$.

Практическое занятие № 13

Проектирование сквозных колонн

Пример. Расчет сквозной колонны

Исходные данные: $N = 2200 \text{ кН}$, $l_x = l_y = 10 \text{ м}$, $R_y = 230 \text{ МПа}$, $\gamma_c = \gamma_n = 1$. Соединение ветвей осуществляется с помощью планок, погонная жесткость которых превышает погонную жесткость ветви в пять и более раз. Требуется подобрать сечение сквозной колонны (тип сечения и обозначения приведены на рис. 6.16 а, д). Гибкость относительно оси "y" определяется по формуле (6.67):

$$\lambda_y = 4.78 (10^2 / 2.2)^{1/3} (230)^{1/4} = 66.46.$$

Требуемый радиус инерции относительно оси "y":

$$i_{yтр} = l_y / \lambda_y = 1000 / 66.46 = 15.0 \text{ см}.$$

Коэффициент продольного изгиба вычисляется по формуле (8) в [1]: $\varphi = 0.782$. После этого определяется требуемая площадь сечения одной ветви:

$$A_{\text{тр}} = N/2 \cdot \varphi \cdot R_y = 2200/2 \cdot 0.782 \cdot 23 = 61.15 \text{ см}^2.$$

По сортаменту требуемым значениям в наибольшей степени соответствует швеллер N40, имеющий следующие характеристики:

$$J_y = 15220 \text{ см}^4, i_y = 15.7 \text{ см}, A = 61.5 \text{ см}^2, I_1 = 642 \text{ см}^4, i_1 = 3.23 \text{ см}.$$

Проверка общей устойчивости относительно оси "y":

$$\lambda_y = l_y/i_y = 1000/15.7 = 63.7; \varphi = 0.79, \sigma = N/\varphi \cdot A \cdot 2 = 2200/0.79 \cdot 61.5 \cdot 2 = 22.64 < R_y = 23 \text{ кН/см}^2.$$

Гибкость относительно оси "x" определяется по формуле (6.71):

$$\lambda_x = \sqrt{63.7^2 - 40^2} = 49.6,$$

где гибкость ветви относительно собственной оси 1-1 принята равной 40. После этого расстояние между ветвями определяется по формуле (6.75):

$$b = 1000/(0.44 - 49.6) = 45.8 \text{ см}.$$

Принимается $b = 44.5 \text{ см}$, тогда ширина колонны будет равна:

$$b + 2z_0 = 44.5 + 2 \cdot 2.75 = 50 \text{ см},$$

где z_0 - расстояние от центра тяжести швеллера до наружной грани стенки (см. сортамент). Расстояние между планками:

$$l_1 \leq \lambda_1 \cdot i_1 = 40 \cdot 3.23 = 129.2 \text{ см}. \text{ Принимается: } l_1 = 120 \text{ см}.$$

Проверка общей устойчивости относительно оси "x": $I_x = 62177 \text{ см}^4, i_x = 22.48 \text{ см}$, $\lambda_x = l_x/i_x = 1000/22.48 = 44.88, \lambda_1 = l_1/i_1 = 120/3.23 = 37.15$. Приведенная гибкость определяется по формуле (6.69):

$$\lambda_{\text{ef}} = \sqrt{44.88^2 + 37.15^2} = 57.9.$$

Т.к. $\lambda_{\text{ef}} < \lambda_y$, то дальнейшие вычисления можно не делать. Устойчивость отдельной ветви также обеспечена, т.к. $\lambda_1 < \lambda_y$.

Высота сечения соединительных планок должна быть в интервале: $d = (22.25 \dots 33.77) \text{ см}$. Принимается $d = 24 \text{ см}$. Тогда $l_2 = l_1 + d = 120 + 24 = 144 \text{ см}$. Толщина планок назначается из двух условий: $t \geq d/30 = 24/30 = 0.8 \text{ см}$; $t \geq 60 \cdot I_1 \cdot b / (l_2 \cdot d^3) = 60 \cdot 642 \cdot 44.5 / (144 \cdot 23^3) = 0.86 \text{ см}$. Принимается $t = 1 \text{ см}$. Фиктивная поперечная сила, определяется по формуле (6.76):

$$Q_{\text{fic}} = 7.15 \cdot 10^{-6} \cdot (2330 - 2.06 \cdot 105/230) \cdot 2220/0.845 = 26.8 \text{ кН}.$$

Перерезывающая сила и изгибающий момент определяются по формулам (6.78) и (6.79):

$$T = 26.8 \cdot 144/2 \cdot 44.5 = 43.36 \text{ кН}, M = 43.36 \cdot 44.5/2 = 964.8 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Проверка по нормальным и касательным напряжениям производится по формулам (6.80):

$$\sigma = 6 \cdot 964,8 / 1,24^2 = 10 < R_y = 23 \text{ кН/см}^2, \tau = 43,36 / 1,24 = 1,8 < R_s = 13,34 \text{ кН/см}^2.$$

Катет сварного шва определяется по формуле (6.81)). В данном примере этот расчет не приводится.

Практическое занятие № 14

Проектирование базы центрально-сжатой колонны

Расчёт базы центрально сжатой колонны

Исходные данные:

- размер сечения колонны приведены на рисунке
- $N_1 = 2440$ кН, $f_{cd} = 8$ Мпа
- сопряжение колонны с фундаментом шарнирное
- $\gamma_c = 1$, сталь С235

а. Расчёт опорной плиты

Исходя из размеров сечения колонны (b) принимается $B=60$ см

$$\text{Тогда: } L \geq \frac{N}{f_{cu,d} * B} = \frac{2440}{0,9660} = 46 \text{ м.}$$

$$\text{Где } f_{cu,d} = 1,2 * f_{cd} = 0,96 \text{ кН/см}^2$$

Исходя из размещения анкерных болтов:

$$L \geq h_w + 2t + 3,5d_{ан} * 2 = 30 + 2 * 1,3 + 3,5 * 3,5 * 2 = 57,8 \text{ см}$$

Принимается $L=60$ см.

Напряжение под опорной плитой:

$$\sigma_\delta = \frac{N}{B * L} = \frac{2440}{60 * 60} = 0,678 \text{ кН/см}^2$$

Определяются наибольшие изгибающие моменты для каждого участка:

$$M_1 = \sigma_\delta * \frac{c^2}{2} = 0,678 * \frac{5^2}{2} = 8,5 \text{ кН * см}$$

Предварительно для вычисления размера «с» толщина траверсы t_τ принята равной 1 см.

$$M_2 = \alpha * \sigma_\delta * a_2^2 = 0,035 * 0,678 * 48^2 = 54,7 \text{ кН * см}$$

Где α принимается по таблице 1а в зависимости от отношения $\frac{b_2}{a_2} = \frac{137}{480} = 0,285$

$$M_3 = \beta * \sigma_\delta * a_3^2 = 0,067 * 0,7 * 23,5^2 = 25,9 \text{ кН * см}$$

$\frac{b_2}{a_2}$	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2	>2
α	0,04	0,05	0,077	0,09	0,1	0,108	0,114	0,119	0,121	0,123	0,131	0,133

$\frac{b_3}{a_3}$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2	2,5	3	4	>4
β	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	1,0	0,113	0,119	0,124	0,125

Примечание: таблицы 1,2 получены решением задачи методом конечных элементов.

Т.к. полученные значения изгибающих моментов существенно отличаются, следует уменьшить момент на участке №2. Для этого предусматриваются рёбра (на рис. 1а показаны штриховой линией), уменьшающие размер a_2 в 2 раза. Для отношения

$$\frac{b_2}{a_2} = \frac{137}{240} = 0,57, \alpha = 0,86.$$

$$M_2 = 0,086 * 0,678 * 24^2 = 33,6 \text{ кН} * \text{см}$$

Толщина опорной плиты определяется из условия прочности:

$$t_{пл} \geq \sqrt{\frac{M_{max} * 6}{R_y * \gamma_c}} = \sqrt{\frac{33,6 * 6}{23 * 1}} = 2,96 \text{ см.}$$

Расчётное сопротивление $R_y = 23 \text{ кН/см}^2$ принимается для толщин до 20 мм. При больших толщинах $R_y = 22 \text{ кН/см}^2$, поэтому требуется корректировка полученного результата:

$$t_{пл} \geq \sqrt{\frac{33,6 * 6}{22 * 1}} = 3,03 \text{ см.}$$

Принимается $t_{пл} = 30 \text{ мм}$.

б. Расчёт траверсы.

Расчётная схема траверсы приведена на рисунке 1б.

При наличии рёбер ширина грузовой площади (b_4) для каждой траверсы будет одинаковой и тогда:

$$q_1 = q_2 = \sigma_\delta * b_4 = 0,678 * 18 = 12,2 \text{ кН/см, где}$$

$$b_4 = \frac{b}{4} + \frac{B+b}{2} = \frac{48}{4} + \frac{60+48}{2} = 18 \text{ см.}$$

$$M_1 = \frac{q_2 * C_2^2}{8} - M_1 = \frac{12,2 * 32,6^2}{8} - 1145,3 = 475,4 \text{ кН} * \text{см.}$$

$$V = q_1 * C_1 + q_2 * \frac{C_2}{2} = 12,2 * 13,7 + 12,2 * \frac{36,2}{2} = 167,44 + 148,86 = 366 \text{ кН}$$

Высота траверсы определяется из условий прочности. Предварительно назначается толщина траверсы (t_τ) равной 1,0 см.

$$h_\tau \geq \sqrt{\frac{M_{max} * 6}{t_\tau * R_y * \gamma_c}} = \sqrt{\frac{1145,3 * 6}{1 * 23 * 1}} = 17,28 \text{ см.}$$

Принимается $h_\tau = 20 \text{ см}$.

Определение катета сварных швов, прикрепляющих траверсы к полкам колонны (сварка полуавтоматом). Расчёт выполняется по границе сплавления:

$$K_{f1} \geq \frac{V}{\beta_x * (h_\tau - 1 \text{ см}) * R_{wz} * \gamma_{wz} * \gamma_c} = \frac{366}{1,05 * (20 - 1) * 16,2 * 1 * 1} = 1,13 \text{ см}$$

Принимается $K_{f1} = 1,2 \text{ см}$

в. Расчёт ребра.

Расчётная схема ребра приведена на рис. 1в.

$$q_3 = \sigma_\delta * b_5 = 0,678 * 24 = 16,27 \frac{\text{кН}}{\text{см}},$$

где b_5 – ширина грузовой площади.

$$M = \frac{q_3 * C_1^2}{2} = \frac{16,27 * 13,7^2}{2} = 1527 \text{ кН} * \text{см.}$$

$$V = q_3 * C_1 = 16,27 * 13,7 = 223 \text{ кН.}$$

Высота ребра определяется из условия прочности. Предварительно толщина ребра t_p принимается равной 1,0 см.

$$h_p = \sqrt{\frac{M * 6}{t_p * R_y * \gamma_c}} = \sqrt{\frac{1527 * 6}{1 * 23 * 1}} = 19,96 \text{ см.}$$

Принимается $h_p = 20 \text{ см}$.

Определяем катеты сварных швов, прикрепляющих ребра к полкам колонны:

$$K_{f2} \geq \frac{1}{2 * \beta_z * (h_p - 1 \text{ см}) * R_{wz} * \gamma_{wz} * \gamma_c} \sqrt{V^2 + \left(\frac{M * 6}{h_p - 1}\right)^2} =$$

$$= \frac{1}{2 * 1,05 * (20 - 1) * 16,2 * 1 * 1} \sqrt{223^2 + \left(\frac{1527 * 6}{20 - 1}\right)^2} = 0,82 \text{ см.}$$

Принимается $K_{f2} = 0,9$ см.

г. Определение катета горизонтальных сварных швов.

Сварные швы расположенные в «колодцах» (труднодоступных местах для сварки) не учитываются.

$$\sum l_w = (b - l_{cw}) * 4 + (h_w - l_{cw}) * 2 + (L - l_{cw}) * 2 + (b_2 - l_{cw}) * 8 =$$

$$= (48 - 1) * 4 + (30 - 1) * 2 + (60 - 1) * 2 + (13,7 - 1) * 8 = 455,6 \text{ см.}$$

$$K_{f3} \geq \frac{N_1}{\beta_x * \sum l_w * R_{wz} * \gamma_{wz} * \gamma_c} = \frac{2440}{1,05 * 455,6 * 16,2 * 1 * 1} = 0,31 \text{ см.}$$

Принимается $K_{f3} = 0,4$ см.

Практическое занятие № 15

Проектирование оголовков колонн и узлов сопряжений балок с колоннами

Расчёт оголовка сплошностенчатой колонны при опирании балок сверху.

Узлы сопряжения приведены на рис. 1.

Исходные данные:

- суммарная опорная реакция $N = 2440$ Кн;

- сталь С235 ($R_y = 230$ Мпа, $R_s = 133,4$ Мпа, $R_p = 336$ Мпа);

- $\gamma_c = \gamma_n = 1$;

- $t_w = 8$ мм, $h = 460$ мм;

- $b = 450$ мм,

$b_p = 200$ мм, сварка полуавтоматом ($\beta_f = 0,9$; $\beta_z = 1,05$; $R_{wf} = 215$ МПа; $R_{wz} = 166,5$ МПа)

Размеры опорной плиты назначаются конструктивно:

$t_{пл} = 20$ мм; $b_{пл} = b + 15 * 2 = 480$ мм; $h_{пл} = h + 15 * 2 = 490$ мм.

Ширина вертикального ребра: $b_{p1} = b_p + 2 * t_{пл} = 200 + 2 * 20 = 240$ мм.

Толщина вертикального ребра определяется с учётом участков стенки колонны:

$$t_{p1} \geq \frac{\left(\frac{N}{R_p * \gamma_c} - 2 * 0,65 * t_w^2 * \sqrt{\frac{E}{R_y}} \right)}{b_{p1}} = \frac{\left(\frac{2440}{33,6 * 1} - 2 * 0,65 * 0,8^2 * \sqrt{\frac{2,06 * 10^5}{230}} \right)}{24} = 2,0 \text{ см.}$$

Определяется высота ребра из условия прочности сварного шва:

$$h_{p1} = \frac{N}{4 * \beta_z * K_f * R_{wz} * \gamma_{wz} * \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{2440}{4 * 1,05 * 1,0 * 16,65 * 1 * 1} + 1 = 36 \text{ см.}$$

Определяется высота ребра из условия прочности стенки колонны на срез:

$$h_{p1} = \frac{N}{2 * t_w * R_s * \gamma_c} = \frac{2440}{2 * 0,8 * 13,34 * 1} = 114,3 \text{ см.}$$

Т.к. h_{p1} получилось более $85 * \beta_f * K_{f,max} = 85 * \beta_f * 1,2 * t_w = 85 * 1,05 * 1,2 * 0,8 = 85,7 \text{ см}$, то следует в верхней части колонны (в пределах оголовка) сделать вставку (см. рис. 1) толщиной $t_{w1} = 12 \text{ мм}$. Тогда:

$$h_{p1} = \frac{2440}{2 * 1,2 * 13,34 * 1} = 76,2 \text{ см} < 85 * \beta_f * K_{f,max}$$

Принимается $h_{p1} = 770 \text{ мм}$.

Горизонтальные сварные швы, прикрепляющие оголовок к опорной плите не рассчитываются:

$$K_f = K_{f,min} = 7 \text{ мм.}$$

Ширина горизонтального ребра жёсткости принимается равной b_{p1} , а толщина назначается из условия обеспечения местной устойчивости:

$$t_k \geq \frac{b_{p1}}{\sqrt{\frac{E}{R_y}}} = \frac{24}{\sqrt{\frac{2,06 * 10^4}{23}}} = 0,8 \text{ см.}$$

Принимается $t_k = 8 \text{ мм}$.

Катеты остальных сварных швов назначаются конструктивно. Рекомендуется $K_f = K_{f,min}$.

Практическое занятие № 16

Обзор экзаменационных задач.

Пример расчета одноступенчатой колонны промздания.

Исходные данные: здание однопролетное; сопряжение колонны с ригелем жесткое, расчетное сочетание усилий для расчета надкрановой части: $N_b = 400 \text{ кН}$, $M_b = -1000 \text{ кН}\cdot\text{м}$, $Q_b = 306 \text{ кН}$; расчетные сочетания усилий для расчета нижней подкрановой части сквозного сечения: $N_{н2} = 4000 \text{ кН}$, $M_{н2} = 1900 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $N_{н1} = 4000 \text{ кН}$, $M_{н1} = -2000 \text{ кН}\cdot\text{м}$, $Q_n = 360 \text{ кН}$; материал - сталь С235 ($R_y = 230 \text{ МПа}$ при толщине 2...20 мм); $\gamma_c = 1$; $\gamma_n = 0,95$. Длина верхней и нижней частей колонны: $h_b = 6,2 \text{ м}$, $h_n = 12,6 \text{ м}$ (обозначения см. рис. 8.9.). Высота сечений верхней и нижней частей колонны: $b_b = 0,5 \text{ м}$, $b_n = 1,5 \text{ м}$ (см. рис. 8.10.). Высота подкрановых конструкций: $a = 1,2 \text{ м}$.

Определение расчетных длин.

При соотношении $h_b/h_n = 6,2/12,8 < 0,6$ и $N_n/N_b = 4000/400 > 3$ согласно п. 6.11 в [1] значения коэффициентов расчетной длины определяются непосредственно из таблицы 18: $\mu_1 = 2$, $\mu_2 = 3$. Тогда расчетные длины надкрановой и подкрановой частей колонны в плоскости ПРЗ будут равны:

$$l_{bx} = h_b \cdot \mu_2 = 6,2 \cdot 3 = 18,6 \text{ м}; \quad l_{nx} = h_n \cdot \mu_1 = 12,8 \cdot 2 = 25,6 \text{ м.}$$

Если соотношения длины h_b/h_n или N_n/N_b не удовлетворяют указанным условиям, то коэффициенты расчетных длин определяются по приложению №6 в [1]. Расчетная длина из плоскости ПРЗ для надкрановой части: $l_{by}=h_b-a=6.2-1.2=5.0$ м; тоже для подкрановой части: $l_{ny}=h_n=12.8$ м.

а. Подбор сечения надкрановой части колонны.

Приближенное значение радиуса инерции: $i_x = 0.42 \cdot b_b = 0.42 \cdot 50 = 21$ см.

Условная гибкость: $\bar{\lambda}_x = l_{bx} \cdot \sqrt{R_y/E} / i_x = 1860 \cdot \sqrt{230/2.06 \cdot 10^5} / 21 = 3.0$. В дальнейшем выражение $\sqrt{E/R_y}$ обозначается через " Ψ " и его значение для данного примера принимается равным 29.9.

Приближенное значение радиуса ядра сечения: $\rho = 0.35 \cdot b_b = 0.35 \cdot 50 = 17.5$ см. Относительный эксцентриситет равен: $m = M/N \cdot \rho = 1000/400 \cdot 17.5 = 14.3$.

Предварительное значение коэффициента влияния формы (η) определяется по таблице 73 в [1] при $A_f/A_w=1.0$ и $m=14.3$: $\eta=1.34$. Тогда приведенный эксцентриситет будет равен: $m_{ef}=M \cdot \eta / N \cdot \rho = 1000 \cdot 1.34 / 400 \cdot 17.5 = 19$. Значение коэффициента " φ_e " определяется по таблице 74 в зависимости от $\bar{\lambda}_x$ и m_{ef} : $\varphi_e=0.0663$. Требуемая площадь сечения определится из проверочной формулы:

$$A_{тр} = N \cdot \gamma_n / \varphi_e \cdot R_y \cdot \gamma_c = 400 \cdot 0.95 / 0.0663 \cdot 23 \cdot 1 = 249 \text{ см}^2$$

Толщина стенки назначается из условия обеспечения местной устойчивости:

$t_w \geq b_b / 3.1 \cdot 29.9 = 0.54$ см. По сортаменту принимается $t_w = 0.6$ см. Требуемая площадь пояса:

$$A_{фтр} = (A_{тр} - b_b \cdot t_w) / 2 = (249 - 50 \cdot 0.6) / 2 = 109.5 \text{ см}^2.$$

Из условия жесткости наименьшая ширина полки равна: $b_{\min} = h_b / 30 = 620 / 30 = 20.67$ см.

Наибольшая ширина определяется из условия обеспечения местной устойчивости: $b_{\max} = \sqrt{A_{фтр} \cdot \Psi} = \sqrt{109.5 \cdot 29.9} = 57.2$ см. С учетом условий сварки ($t \geq t_w$) и местной устойчивости принимается: $t = 1.8$ см, $b = 540$ см (обозначения см. рис. 8.10. а).

Геометрические характеристики принятого сечения: $A_f = 97.2$ см², $A_w = 27.84$ см², $A = 222.24$ см², $I_x = 117904$ см⁴, $W_x = 4716$ см³, $I_y = 47239$ см⁴, $i_x = 23$ см, $i_y = 14.58$ см.

Гибкость относительно осей "x" и "y": $\lambda_x = l_{bx} / i_x = 1860 / 23 = 80.87$;

$\bar{\lambda}_x = \lambda_x / \Psi = 80.87 / 29.9 = 2.7$; $\lambda_y = l_{by} / i_y = 500 / 14.58 = 34.3$

Значения гибкостей не превышают предельного значения, которое равно:

$$\lambda_{пр} = 180 - 60 \cdot N_b / \varphi_e \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c = 180 - 60 \cdot 400 / 0.08 \cdot 222.24 \cdot 23 \cdot 1 = 121.3.$$

Проверка устойчивости в плоскости ПРЗ (в плоскости изгиба) выполняется по формуле (4.33). Относительный эксцентриситет:

$m = M_b \cdot A / N_b \cdot W_x = 100000 \cdot 222.24 / 400 \cdot 4716 = 11.78$. Соотношение площадей:

$A_f/A_w=97.2/27.84=3.49$. Тогда $\eta=1.4-0.02\cdot\lambda_x=1.4-0.02\cdot2.7=1.346$. Приведенный эксцентриситет: $m_{ef}=m\cdot\eta=11.78\cdot1.346=15.86$. По таблице 74 в [1] $\varphi_e=0.08$.

Проверка устойчивости:

$$\sigma=N_b/\varphi_e\cdot A=400/0.08\cdot222.24=22.5 < R_y\cdot\gamma_c/\gamma_n=23\cdot1/0.95=24.2 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка устойчивости из плоскости ПРЗ выполняется по формуле (4.35). По таблице 72в [1] в зависимости от λ_y и R_y определяется коэффициент продольного изгиба: $\varphi_y=0.92$. Относительный эксцентриситет (m_x) вычисляется при $M_x=0.5\cdot M_b=0.5\cdot1000=500$ кН·м: $m_x=M_x\cdot A/N_b\cdot W_x=50000\cdot222.24/400\cdot4716=5.89$. При таком значении относительного эксцентриситета коэффициент "с" определяется по формуле (4.36) и (4.38) с последующей интерполяцией по формуле (4.39).

При $m_x=5$ $\alpha=0.65+0.05\cdot m_x=0.9$. При $\lambda_y < \lambda_c$ $\Psi=3.14\cdot29.9=94$ параметр $\beta=1$. Оба параметра (α и β) определены по таблице 10 в [1]. После этого по формуле (4.36) определяется значение коэффициента "с" при $m_x=5$: $c_5=1/(1+0.9\cdot5)=0.182$.

Для определения коэффициента "с" по формуле (4.38) требуется значение коэффициента "ф_б" которое в общем случае определяется по приложению 6 в [1].

Для данного примера проверяется условие (4.40): $J_y\cdot h^2\cdot E/J_x\cdot I^2_{by}\cdot R_y=47239\cdot48.2^2\cdot2.06\cdot10^5/117904\cdot500^2\cdot230=3.38 > 0.68$,

следовательно $\varphi_b=1$. После этого по формуле (4.38) определяется значение коэффициента "с" при $m_x=10$: $c_{10}=1/(1+10\cdot0.92/1)=0.098$. По интерполяционной формуле (4.39) вычисляется значение коэффициента "с" при $m_x=5.89$: $c=0.182(2-0.2\cdot5.89)+0.098(0.2\cdot5.89-1)=0.167$.

Проверка устойчивости:

$$\sigma=N/c\cdot\varphi_y\cdot A=400/0.167\cdot0.92\cdot222.24=11.7 < R_y\cdot\gamma_c/\gamma_n=24.2 \text{ кН/см}^2$$

Проверка местной устойчивости стенки.

Напряжение в крайних точках стенки:

$$\sigma=N_b/A+M_b\cdot h_w/W\cdot b_b=400/222.24+100000\cdot46.4/4716\cdot50=21.48 \text{ кН/см}^2$$

$$\sigma_1=N_b/A-M_b\cdot h_w/W\cdot b_b=400/222.24-100000\cdot46.4/4716\cdot50=-17.88 \text{ кН/см}^2$$

Соотношение краевых напряжений: $\alpha=(\sigma-\sigma_1)/\sigma=[21.48-(-17.88)]/21.48=1.83$. Так как $\alpha > 1$, то предельное отношение $[h_w/t_w]$ определяется по формуле 90 в [1]:

$$[h_w/t_w]=4.35\sqrt{(2\alpha-1)\cdot E/\sigma(2-\sqrt{\alpha^2+4\beta^2})}=4.35\sqrt{(2\cdot1.83-1)\cdot2.06\cdot10^4/21.48\cdot(2-1.83+\sqrt{1.83^2+4\cdot1.9^2})}=104.86, \text{ где } \beta=1.4\cdot(2\alpha-1)\cdot\tau/\sigma=1.4\cdot(2\cdot1.83-1)\cdot11/21.48=1.9;$$

$$\tau=Q_b/t_w\cdot h_w=306/0.6\cdot46.4=11 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка: $h_w/t_w=46.4/0.6=77.3 < [h_w/t_w]=104.86$.

Проверка местной устойчивости полки.

Предельное отношение свеса полки к толщине определяется по таблице 29 в [1]: $[b_{ef}/t]=(0.36+0.1\sqrt{\lambda_x})\cdot\Psi=(0.36+0.1\cdot2.7)\cdot29.9=18.85$.

Свес полки при двусторонних поясных швах равен:

$$b_{ef}=(b-t_w)/2=(54-0.6)/2=26.7 \text{ см.}$$

$$\text{Проверка: } b_{ef}/t=26.7/1.8=14.83 < [b_{ef}/t]=18.85.$$

б. Подбор сечений подкрановой части колонны.

При ширине колонны (b_n) более 1 м принимается сквозное сечение (обозначения см. рис.8.10 б). По формуле (8.23) вычисляются координаты центра тяжести сечения при $h_0=147$ см:

$$y_1=1.47/[1+(4000 \cdot 1.47-2 \cdot (-2000))/(4000 \cdot 1.47+2 \cdot 1900)]=0.73 \text{ м,}$$

тогда $y_2=0.74$ м. Усилия в крановой и наружной ветвях определяются по формулам (9.10):

$$N_k=[4000 \cdot 0.74-(-2000)]/1.47=3374 \text{ кН; } N_n=(4000 \cdot 0.73+1900)/1.47=3280 \text{ кН}$$

Расчетная длина ветвей относительно осей 1-1 и 2-2 (см. рис.8.9) принимается равной 3 м ($\beta=45^\circ$). Сечения ветвей подбираются из условия равностойчивости, тогда по формуле (6.57):

$$c=\sqrt{2.25+0.293 \cdot (12.8/3)^2-0.5}=2.25.$$

Оптимальная гибкость для крановой ветви определяется по формуле (6.56):

$$\lambda=8 \sqrt[3]{3^2 \cdot 2.25^2 \cdot \sqrt{230}/3.374}=47.2.$$

Требуемые радиусы инерции: $i_{y_{тр}}=I_{ny}/\lambda=1280/47.2=27.12 \text{ см;}$

$i_{1_{тр}}=I_{p1}/\lambda=300/47.2=6.36 \text{ см}$ По таблице 72 в [1] коэффициент продольного изгиба равен: $\varphi=0.868$. Тогда требуемая площадь сечения определится из проверочной формулы на общую устойчивость:

$$A_{тр}=N_k \cdot \gamma_n / \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c = 3374 \cdot 0.95 / 0.868 \cdot 23 \cdot 1 = 160.55 \text{ см}^2.$$

По сортаменту принимается двутавр с параллельными гранями полок: I70Б2 (ТУ 14-2-24-72), имеющий следующие геометрические характеристики: $b_1=70$ см, $A_k=178$ см², $I_1=5490$ см⁴, $i_y=28,6$ см, $i_1=5.55$ см. Проверка принятого сечения: $\lambda_y=I_{ny}/i_y=1280/28.6=44.76$; $\lambda_1=I_{p1}/i_1=300/5.55=54$; $\varphi_{\min}=0.838$;
 $\sigma=N_k/\varphi \cdot A_k=3374/0.838 \cdot 178=22.62 < R_y \cdot \gamma_c/\gamma_n=24.2 \text{ кН/см}^2$.

Оптимальная гибкость для наружной ветви:

$$\lambda=8 \sqrt[3]{3^2 \cdot 2.25^2 \cdot \sqrt{230}/3.28}=47.6.$$

Требуемые радиусы инерции: $i_{y_{тр}}=I_{ny}/\lambda=1280/47.6=26.9 \text{ см;}$

$i_{2_{тр}}=I_{p2}/\lambda=300/47.6=6.3 \text{ см.}$ По таблице 72 в [1] $\varphi=0.866$. Требуемая площадь сечения: $A_{тр}=N_n \cdot \gamma_n / \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c = 3280 \cdot 0.95 / 0.866 \cdot 23 \cdot 1 = 156.44 \text{ см}^2$

Сечение наружной ветви komponуется из двух уголков, 200x12 (мм), соединенных листом 600x12 (мм) (см. рис. 8.10б), при этом высота сечения (b_2) принимается равной 70 см, т.е. равной высоте сечения крановой ветви (b_1). Толщина соединительного листа назначается с учетом требований по обеспечению местной устойчивости (см. табл. 27 в [1]):

$$h_{ef}/t_w \leq (0.85 + 0.19\sqrt{\lambda}) \cdot \Psi = (0.85 + 0.19 \cdot 1.59) \cdot 29.9 = 34.48, \text{ где } \sqrt{\lambda} = \lambda/\Psi = 47.6/29.9 = 1.59$$

Геометрические характеристики принятого сечения наружной ветви: $A_H = 166.2 \text{ см}^2$, $z_0 = 4 \text{ см}$, $i_y = 25.46 \text{ см}$, $i_2 = 2.973 \text{ см}$. Поскольку радиус инерции относительно оси 2-2 почти в два раза меньше требуемого, то здесь возможны два варианта: перекомпоновать сечение с тем, чтобы получить радиус инерции относительно оси 2-2, близкий к требуемому, либо уменьшить расчетную длину относительно оси 2-2 добавлением в соединительную решетку стоек (только со стороны наружной ветви (см. рис. 8.9.), тогда расчетная длина (l_{p2}) будет равна 1.5 м. Второй вариант является более простым, и поэтому используется в данном примере. Уточняются значения y_1 , y_2 и соответственно N_k , N_H : $y_1 = 72 \text{ см}$, $y_2 = 74 \text{ см}$, $N_k = 3397 \text{ кН}$, $N_H = 3274 \text{ кН}$. Проверка устойчивости крановой ветви, как центрально-сжатого элемента:

$$\lambda_y = l_{ny}/i_y = 1280/2.86 = 44.76; \quad \lambda_1 = l_{p1}/i_1 = 300/5.55 = 54;$$

$$\varphi_{\min} = 0.838; \quad \sigma = N_k/\varphi \cdot A_k = 3397/0.838 \cdot 178 = 22.76 < R_y \cdot \gamma_c/\gamma_n = 24.2 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка устойчивости наружной ветви, как центрально-сжатого элемента:

$$\lambda_y = l_{ny}/i_y = 1280/25.46 = 50.27; \quad \lambda_2 = l_{p2}/i_2 = 150/2.973 = 50.45; \quad \varphi_{\min} = 0.856;$$

$$\sigma = N_H/\varphi \cdot A_H = 3274/0.856 \cdot 166.2 = 23 < R_y \cdot \gamma_c/\gamma_n = 24.2 \text{ кН/см}^2.$$

Расчет решетки.

Усилия в раскосах и стойках: $N_p = Q_H/2 \cdot \sin\beta = 360/2 \cdot 0.707 = 255 \text{ кН}$, $N_{ст} = Q_H/2 = 360/2 = 180 \text{ кН}$. Предварительно, приняв гибкость равной 80, можно определить коэффициент продольного изгиба, требуемую площадь поперечного сечения и требуемый радиус инерции раскоса:

$$\varphi = 0.698; A_{тр} = 255 \cdot 0.95/0.698 \cdot 23 \cdot 0.75 = 20 \text{ см}^2; i_{тр} = b_H/\sin\beta \cdot \lambda = 150/0.7 \cdot 80 = 2.65 \text{ см}.$$

По сортаменту принимается уголок 125x10. Геометрические характеристики принятого уголка: $A_{тр} = 24.3 \text{ см}^2$; $i_{\min} = 2.47 \text{ см}$. Проверка

принятого уголка:

$$\lambda = b_H/\sin\beta \cdot i_{\min} = 150/0.7 \cdot 2.47 = 85.9; \quad \varphi = 0.655;$$

$$\sigma = N_p/\varphi \cdot A_p = 255/0.655 \cdot 24.3 = 16 < R_y \cdot \gamma_c/\gamma_n = 23 \cdot 0.75/0.95 = 18.15 \text{ кН/см}^2.$$

Аналогичная последовательность операций прodelывается для подбора сечения стойки. В результате расчета сечение стойки назначается из уголка 100x8 ($A = 15.6 \text{ см}^2$, $i_{\min} = 1.98 \text{ см}$).

Проверка устойчивости подкрановой части колонны относительно оси "х".

Геометрические характеристики: $A=344.2 \text{ см}^2$, $I_x=1843016 \text{ см}^4$, $i_x=73.17 \text{ см}$;
 $\lambda_x=I_{nx}/i_x=2560/73.17=35$. Приведенная гибкость определяется по формуле (6.68):

$$\lambda_{ef}=\sqrt{35^2+28.3 \cdot 344.2/24.3}=40.4,$$

где $\alpha_1=28.3$. Условная гибкость равна: $\bar{\lambda}=\lambda_{ef}/\Psi=40.4/29.9=1.35$.

Относительный эксцентриситет определяется по сочетанию усилий для крановой (как наиболее сжатой) ветви:

$$m=M_{H1} \cdot A/N_{H1} \cdot W_c=200000 \cdot 344.2/4000 \cdot 25597=0.67,$$

$$\text{где } W_c=J_x/y_1=1843016/72=25597 \text{ см}^3.$$

По таблице 75 в [1] коэффициент $\varphi_e=0.554$. Проверка производится по формуле (4.33):

$$\sigma=4000/0.554 \cdot 344.2=21 < R_y \cdot \gamma_c/\gamma_n=24.2 \text{ кН/см}^2.$$

Пример расчета базы колонны со сплошной стенкой.

Исходные данные: расчетные сочетания усилий: $N_1=3000 \text{ кН}$, $M_1=-600 \text{ кН}\cdot\text{м}$ и $N_2=2100 \text{ кН}$, $M_2=605 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Размеры сечения колонны: $b_n=1000 \text{ мм}$, $b=400 \text{ мм}$, $y_1=400 \text{ мм}$. Материал - сталь С235 ($R_y=230 \text{ МПа}$ при толщине 21...40 мм), $R_{cm}=7.8 \text{ МПа}$, $\gamma_c=\gamma_n=1$. Чертеж базы приведен на рис. 8.13.

Ширина опорной плиты назначается конструктивно: $B=b+100=400+100=500 \text{ мм}$. Длина опорной плиты определяется по формуле (8.31), где используется расчетное сочетание, дающее наибольшее значение вычисляемого параметра:

$$L=3000/2 \cdot 50 \cdot 0.78 + \sqrt{(3000/2 \cdot 50 \cdot 0.78)^2 + 6 \cdot 60000/50 \cdot 0.78}=142 \text{ см}.$$

Т.к. центр опорной плиты должен совпадать с центром тяжести сечения колонны, то следует проверить следующие условия: $L/2 \geq b_n - y_1 + 5 \text{ см}$, $L/2 \geq y_1 + b_f/2 + 5 \text{ см}$. При $L=142 \text{ см}$ эти условия выполняются. Наибольшие и наименьшие напряжения под опорной плитой от обоих сочетаний определяются по формуле (8.32):

$$\sigma_{1\max}=0.78 \text{ кН/см}^2; \sigma_{1\min}=0.065 \text{ кН/см}^2; \sigma_{2\max}=0.656 \text{ кН/см}^2; \sigma_{2\min}=-0.064 \text{ кН/см}^2.$$

Изгибающие моменты для участков опорной плиты определяются по наибольшим напряжениям в пределах каждого участка: для 1-го и 2-го участка $\sigma=0.78 \text{ кН/см}^2$, для 3-го $\sigma=0.62 \text{ кН/см}^2$, для 4-го $\sigma=0.656 \text{ кН/см}^2$. Дальнейший расчет аналогичен расчету баз центрально-сжатых колонн.

Пример расчета анкерных болтов колонны со сплошной стенкой.

Исходные данные: расчетные сочетания усилий: $N_1=700$ кН, $M_1=-750$ кН·м и $N_2=800$ кН, $M_2=850$ кН·м. Размеры сечения колонны и опорной плиты см. предыдущий пример. Предварительно размер "m" принимается равным 50 мм (см. рис. 8.13). Наибольшие и наименьшие напряжения под опорной плитой от обоих сочетаний определяются по формуле (8.32):

Размеры " b_2 " и " b_3 " определяются из подобия треугольников, образуемых эпюрами напряжений: $b_2=42$ см, $b_3=42.1$ см. Тогда $y_2=118$ см, $y_3=118.1$ см. По формулам (8.34) определяются усилия в анкерах крановой и наружной ветвях: $N_{ак}=(85000-800\cdot 42)/118=435.6$ кН, $N_{ан}=(75000-700\cdot 42.1)/118.1=385.5$ кН. Требуемая площадь анкеров крановой ветви: $A_{крп}=N_{ак}\cdot \gamma_n/R_{ба}\cdot \gamma_c=435\cdot 1/18.5\cdot 1=23.5$ см². То же для наружной ветви: $A_{нтр}=N_{ан}\cdot \gamma_n/R_{ба}\cdot \gamma_c=385.5\cdot 1/18.5\cdot 1=20.8$ см², где $R_{ба}$ - расчетное сопротивление анкеров (см. табл. 60 в [1]). Для крановой и наружной ветвей принимаются по три болта диаметром 36 мм ($A_{бп}=8.16$ см²).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНИП II-23-81* Нормы проектирования. Стальные конструкции.
2. Пособия по проектированию стальных конструкций. М., 1989, 148 с.
3. Беленя Е. И. Металлические конструкции. - М., 1991, 555 с.
4. Справочник проектировщика. Металлические конструкции. Т.1, М. 1998 568 с.
5. Металлические конструкции. Элементы стальных конструкций. В 3т. Под ред. В.В. Горева. М., 1997.
6. Мембранные конструкции зданий и сооружений. ч.1 под общей редакцией В.И. Трофимова и П.Г. Еремеева. М., 1990, 446 с.
7. Руководство по проектированию стальных конструкций из гнутосварных замкнутых профилей. ЦНИИ Проектстальконструкция. М., 42 с.
8. Давыдов Е.Ю. Определение параметров составных балок оптимальных по стоимости. Ж. «Строительство» №7-8, Новосибирск, 1995.
9. Давыдов Е.Ю., Нестеренко Н.Л. Оптимальное проектирование металлических конструкций. Минск, БГПА, 1993.
10. Давыдов Е.Ю. Определение оптимальных сечений центрально-сжатых стержней. Ж. "Строительная механика и расчет сооружений" №4, 1984.

11. Мартынов Ю.С., Шевченко С.В., Вербицкий А.Г., Проектирование покрытий зданий и сооружений с использованием строительных ферм из уголков и тавров. Минск, БГПА, 2000г.

12. Давыдов Е.Ю. Проектирование ферм из круглых и прямоугольных труб. Минск. БГПА. 2000г.

Курсовое проектирование

Курсовой проект №1 «Технологическая площадка» (КП 1)

Курсовой проект выполняется индивидуально согласно заданию (см. бланк задания).

Состав КП1:

1. Пояснительная записка.
2. Графическая часть.

Содержание пояснительной записки изложено в задании на КП1. Все расчеты должны сопровождаться расчетными схемами конструкций, эскизами узлов и ссылками на нормативные документы. Графическая часть выполняется на двух листах формата А2. Первый лист выполняется в стадии КМ, второй – в стадии КМД.

Чертежи КМД разрабатываются в двух частях. Первая часть включает в себя чертежи для производства строительно-монтажных работ (эта часть в курсовом проекте не разрабатывается). Вторая часть включает в себя рабочие (детализировочные) чертежи конструкций, предназначенные для их изготовления.

Содержание листа КМ:

1. План технологической площадки;
2. Продольный и поперечный разрезы;
3. Фрагмент чертежа главной балки составного сечения;
4. Узлы сопряжений (сопряжение балки настила с главной балкой, сопряжение балки настила с колонной, сопряжение колонны с фундаментом);

5. Таблица «Ведомость элементов» с указанием сечений всех рассчитываемых конструкций (настила, балок настила, главных балок, колонн), с указанием опорных усилий и класса прочности используемых сталей.

6. В примечаниях указываются: нормативные документы по проектированию, изготовлению и монтажу конструкций, а также по антикоррозионной защите; вид сварки и сварочные материалы; диаметр, класс точности и класс прочности болтов; катеты сварных швов, диаметры отверстий, если они не указаны на чертежах.

Содержание листа КМД:

1. Детализованные чертежи главной балки, балки настила и колонны;
2. Таблица «Спецификация» на каждую конструкцию (отправочную марку);
3. Таблица «Ведомость элементов»;
4. Таблица сварных швов;
5. Технические требования к изготовлению, где указывается нормативный документ, по которому производится изготовление стальных конструкций; нормативный документ по применению антикоррозионного покрытия; чертежи КМ, на основании которых разработаны чертежи КМД; диаметр отверстий и способ их образования; вид сварки и сварочные материалы, катеты сварных швов; вид контроля качества сварных соединений.

Для выполнения графической части курсового проекта студенты снабжаются образцами чертежей в стадии КМ и КМД из фонда кафедры.

Методические пособия по выполнению курсового проекта №1:

1. Металлические конструкции. Расчет и конструирование прокатных и сварных балок. А.Н. Жабинский, А.Г. Вербицкий, А.Н. Кеда.

2. Расчет и конструирование колонн промышленных зданий. А.Н. Жабинский, А.Г. Вербицкий.

Курсовой проект №2 «Стальной каркас одноэтажного производственного здания» (КП 2)

Курсовой проект выполняется индивидуально согласно заданию (см. бланк задания).

Состав КП2:

1. Пояснительная записка.
2. Графическая часть.

Содержание пояснительной записки изложено в задании на КП2. Все расчеты должны сопровождаться расчетными схемами конструкций, эскизами узлов и ссылками на нормативные документы. Графическая часть выполняется на трех листах: два листа формата А2 и один лист формата А1. Первые два листа выполняются в стадии КМ, третий – в стадии КМД.

Чертежи КМД разрабатываются в двух частях. Первая часть включает в себя чертежи для производства строительно-монтажных работ (эта часть в курсовом проекте не разрабатывается). Вторая часть включает в себя рабочие (деталировочные) чертежи конструкций, предназначенные для их изготовления.

Содержание листов КМ:

1. Схемы расположения колонн и конструкций покрытия;
2. Продольный и поперечные разрезы;
3. Узлы сопряжений (сопряжение фермы с колонной и связей с фермой, верхней и нижней частей колонны, сопряжение колонны с фундаментом);
4. Таблица «Ведомость элементов» с указанием сечений всех рассчитываемых конструкций с указанием опорных усилий и класса прочности используемых сталей.
5. В примечаниях указываются: нормативные документы по проектированию, изготовлению и монтажу конструкций, а также по антикоррозионной защите; вид сварки и сварочные материалы; диаметр, класс точности и класс прочности болтов; катеты сварных швов, диаметры отверстий, если они не указаны на чертежах.

Содержание листа КМД:

1. Деталировочный чертеж отправочной марки стропильной фермы;
2. Таблица «Спецификация стали» на отправочную марку;
3. Технические требования к изготовлению, где указывается нормативный документ, по которому производится изготовление стальных конструкций; нормативный документ по применению антикоррозионного покрытия; чертежи КМ, на основании которых разработаны чертежи КМД; диаметр отверстий и способ их образования; вид сварки и сварочные материалы, катеты сварных швов; вид контроля качества сварных соединений.

Для выполнения графической части курсового проекта студенты снабжаются образцами чертежей в стадии КМ и КМД из фонда кафедры.

Методические пособия по выполнению курсового проекта №2:

1. Металлические конструкции. Расчет и конструирование прокатных и сварных балок. А.Н. Жабинский, А.Г. Вербицкий, А.Н. Кеда.
2. Расчет и конструирование колонн промышленных зданий. А.Н. Жабинский, А.Г. Вербицкий.
3. Проектирование ферм из круглых и прямоугольных труб. Е.Ю. Давыдов.

Контроль знаний

Вопросы по зачету:

1. Основные свойства металлов для металлических конструкций.
2. Классификация сталей по химическому составу и по механическим свойствам.
3. Сплавы алюминия: химический состав, виды обработки, преимущества и недостатки.
4. Работа стали при одноосном напряженном состоянии.
5. Работа стали при двух- и трехосном напряженном состоянии.
6. Работа стали при концентрации напряжений.
7. Работа стали при повторных нагружениях.
8. Сортамент: направления по оптимизации, виды профилей, обозначения.
9. Основы расчета металлических конструкций. Частные коэффициенты.
10. Определение нормативных (характеристических) и расчетных значений: R_{yn} ; R_{un} (f_y , f_u); R_y ; R_u ; R_s ; R_p .
11. Нагрузки. Сочетания нагрузок.
12. Расчет центрально-нагруженных элементов на устойчивость.
13. Расчет изгибаемых элементов на прочность при упругой работе металла.
14. Расчет изгибаемых элементов при упруго-пластической работе металла.
15. Расчет изгибаемых элементов на устойчивость.
16. Расчет внецентренно-сжатых элементов на прочность в упругой и упруго-пластической стадии.
17. Расчет внецентренно-сжатых элементов на устойчивость в плоскости изгиба.
18. Расчет внецентренно-сжатых элементов на устойчивость из плоскости изгиба.
19. Расчет внецентренно-сжатых элементов при 2-х эксцентриситетах.
20. Расчет на кручение.
21. Расчет стыковых сварных швов.
22. Расчет угловых сварных швов.
23. Конструктивные требования к сварным соединениям.
24. Болтовые соединения на обычных болтах.
25. Болтовые соединения на высокопрочных болтах.

Экзаменационные вопросы по 1-ой части курса «Металлические конструкции»:

1. Область применения металлических конструкций.
2. Преимущества и недостатки металлических конструкций.
3. Сталь: классификация, химический состав, механические свойства, физические характеристики.
4. Алюминиевые сплавы.
5. Работа металлов под нагрузкой: одноосное, двухосное и трехосное напряженное состояние.
6. Работа стали при концентрации напряжений.
7. Работа стали при переменном нагружении.
8. Сортамент. Виды профилей и основные направления совершенствования сортамента.
9. Основные положения расчета металлических конструкций. Нормативные и расчетные сопротивления. Нагрузки и сочетания нагрузок.
10. Расчет центрально-растянутых и центрально-сжатых элементов на прочность и устойчивость.
11. Расчет изгибаемых элементов при упругой и упруго-пластической работе металла на прочность, устойчивость и жесткость.
12. Расчет внецентренно-сжатых элементов при упругой и упруго-пластической работе металла на прочность и устойчивость.
13. Расчет элементов при кручении.
14. Расчет элементов металлических конструкций на местную устойчивость.
15. Расчет элементов на выносливость и с учетом хрупкого разрушения.
16. Болтовые соединения: конструктивные и технологические характеристики и расчет.
17. Расчет сварных соединений. Конструктивные требования к сварным соединениям. Особенности сварки алюминиевых сплавов.
18. Организация проектирования. Состав рабочих чертежей марки КМ и КМД.
19. Типы балочных площадок. Узлы сопряжения балок между собой.
20. Расчет стального настила.
21. Расчет балок из прокатного профиля.
22. Компоновка сечений составных балок.
23. Изменение сечений составных балок.
24. Расчет соединения полки со стенкой балки.
25. Расчет опорной части балок.
26. Проверка местной устойчивости пояса и стенки составных балок.
27. Бистальные балки. Балки с перфорированной стенкой.

28. Центрально-сжатые колонны. Типы сечений. Компоновка сечений сплошного и сквозного сечения.
29. Конструирование и расчет соединительной решетки сквозных колонн.
30. Базы колонн. Конструирование и расчет.
31. Оголовки колонн. Конструирование и расчет. Узлы сопряжений балок с колоннами.
32. Фермы. Очертания ферм. Типы решеток. Типизация и унификация.
33. Определение нагрузок на ферму. Определение усилий в стержнях ферм.
34. Типы сечений стержней ферм. Расчетные длины и предельные гибкости стержней ферм.
35. Подбор сечений стержней фермы из уголков, тавров и труб.
36. Конструирование и расчет рядовых, опорных и монтажных узлов ферм из уголков, тавров и труб.
37. Стыки стержней ферм из уголков, тавров и труб.
38. Тяжелые фермы. Особенности конструирования.

Экзаменационные вопросы по 2-ой части курса «Металлические конструкции»:

1. Общая характеристика производственных зданий. Требования, предъявляемые к производственным зданиям. Разбивка зданий на температурные отсеки.
2. Конструктивные элементы производственных зданий: колонны, ригели, стены, фахверк, покрытия, фонари.
3. Связи. Поперечные и продольные горизонтальные связи. Вертикальные связи между фермами и колоннами.
4. Компоновка ПРЗ.
5. Расчетная схема ПРЗ. Определение нагрузок. Особенности расчета ПРЗ. Учет пространственной работы каркаса здания.
6. Определение расчетных усилий в элементах ПРЗ. Комбинации расчетных усилий.
7. Типы колонн ПРЗ. Определение расчетных длин стоек рам постоянного и переменного сечения.
8. Компоновка сечений сплошностенчатых внецентренно сжатых колонн.
9. Компоновка сечений сквозных внецентренно сжатых колонн.
10. Конструирование и расчет решетки сквозных колонн.
11. Конструирование и расчет сопряжений верхней и нижней частей одноступенчатых колонн.
12. Конструирование и расчет баз внецентренно сжатых сплошных и сквозных колонн.
13. Расчет анкерных болтов и анкерных пластин.

14. Типы подкрановых конструкций. Определение нагрузок.
15. Определение усилий в сплошнотенчатых и сквозных подкрановых конструкциях.
16. Компоновка сечений подкрановых балок.
17. Проверка прочности подкрановых конструкций.
18. Проверка общей и местной устойчивости подкрановых балок.
19. Особенности конструирования опорных узлов подкрановых балок.
20. Узлы крепления подкрановых рельсов к подкрановым балкам.
21. Плоские большепролетные конструкции покрытий. Балочные, рамные и арочные конструкции. Конструирование и расчет.
22. Конструирование и расчет узлов большепролетных конструкций.
23. Пространственные стержневые конструкции (структуры), купола (сетчатые и ребристые). Конструирование и основы расчета.
24. Вантовые системы. Конструктивные особенности. Однопоясные, двухпоясные системы. Конструктивные решения, основы расчета.
25. Седловидные покрытия. Тросовые фермы. Комбинированные конструкции. Конструктивные решения, основы расчета.
26. Листовые конструкции. Классификация. Особенности напряженно-деформированного состояния . Вертикальные цилиндрические резервуары. Конструирование и расчет.
27. Горизонтальные цилиндрические, каплевидные и шаровые резервуары. Основы конструирования и расчета.
28. Газгольдеры. Классификация. Основы конструирования и расчета газгольдеров переменного и постоянного объема (цилиндрических и сферических).
29. Стальные каркасы многоэтажных зданий. Особенности конструирования и расчета.
30. Высотные сооружения. Особенности определения ветровой нагрузки.
31. Башни, мачты, опоры ЛЭП. Основы конструирования и расчета.