

Министерство образования Республики Беларусь

Учреждения образования  
«Полоцкий государственный университет»

**Г. Д. МАШКОВЦЕВ**

# МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ КОМПЛЕКС  
для студентов специальности 1-70 02 01  
«Промышленное и гражданское строительство»

Новополоцк 2007

УДК 624.014(075.8)

ББК 30.4я73

М 38

Рекомендован к изданию методической комиссией  
инженерно-строительного факультета

**РЕЦЕНЗЕНТЫ:**

- А. П. ЗАЙЦЕВ, главный инженер ЗАО «Белпроектстальконструкция»;  
А. В. ЖИБУЛЬ, руководитель группы ЗАО «Белпроектстальконструкция»;  
Л. С. ТУРИЩЕВ, канд. техн. наук, доцент, зав. кафедрой механики;  
А. Г. ЩЕРБО, доцент кафедры механики

**Машковцев, Г. Д.**

М 38

Металлические конструкции: учеб.-метод. комплекс для студ.  
спец. 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» /  
Г. Д. Машковцев. – Новополоцк: ПГУ, 2007. – 204 с.  
ISBN 978-985-418-539-2.

Представлены содержание дисциплины, методика контроля, оценки знаний и самоконтроля студентов; методические материалы проведения лекций и практических занятий. Рассмотрены вопросы вариантного проектирования балочной клетки рабочей промышленной площадки, приведен расчет стального настила, прокатных и составных балок с необходимыми проверками прочности и устойчивости.

Предназначен для студентов вузов дневной и заочной форм обучения специальности «Промышленное и гражданское строительство».

**УДК 624.014(075.8)**

**ББК 30.4я73**

ISBN 978-985-418-539-2

© Машковцев Г.Д., 2007  
© Оформление. УО «ПГУ», 2007

## СОДЕРЖАНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ .....	5
ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ ВЕЛИЧИН .....	6
СОДЕРЖАНИЕ ДИСЦИПЛИНЫ .....	10
КУРСОВОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ .....	13
КОНТРОЛЬ И ОЦЕНКА ЗНАНИЙ СТУДЕНТОВ .....	18
МОДУЛЬНОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ УЧЕБНОГО ПРОЦЕССА .....	23
УЧЕБНЫЙ МОДУЛЬ 1. Введение в дисциплину «Металлические конструкции» .....	24
Лекция 1. Исторический обзор развития металлических конструкций; конструктивная форма зданий и сооружений; область применения, достоинства и недостатки; принципы проектирования .....	24
Вопросы для самопроверки .....	34
Практическое занятие 1. Геометрические характеристики плоских сечений (входной контроль) .....	34
Практическое занятие 2. Структура строительных норм и правил .....	37
Литература .....	38
УЧЕБНЫЙ МОДУЛЬ 2. Основы металлических конструкций .....	39
Лекция 2. Материалы металлических конструкций .....	39
2.1. Стали, применяемые в металлоконструкциях .....	39
2.2. Структура малоуглеродистой стали .....	42
2.3. Маркировка углеродистых и легированных сталей .....	43
Лекция 3. Термическая обработка, коррозия и сортамент стальных конструкций ...	45
3.1. Термическая обработка стали .....	45
3.2. Коррозия стальных конструкций .....	47
3.3. Понятие о сортаменте первичных элементов из сталей .....	51
Вопросы для самопроверки .....	52
Лекция 4. Работа строительных сталей .....	53
4.1. Работа металла при однократном статическом растяжении и сжатии .....	53
4.2. Основные показатели механических свойств стали .....	55
4.3. Явление хрупкости в сталях .....	56
Вопросы для самопроверки .....	59
Лекция 5. Основы расчета элементов металлических конструкций .....	60
5.1. Метод расчета конструкций по предельным состояниям .....	60
5.2. Классификация нормативных и расчетных нагрузок .....	63
5.3. Коэффициенты надежности .....	64
Вопросы для самопроверки .....	69
Лекция 6. Работа изгибаемых элементов .....	70
6.1. Работа изгибаемых элементов в упругой и упругопластической стадии, шарнир пластичности .....	70
6.2. Совместное действие нормальных и касательных напряжений .....	72
6.3. Основные расчетные формулы .....	73
Вопросы для самопроверки .....	75
Лекция 7. Напряженно-деформированное состояние элементов, работающих на осевую силу .....	75
7.1. Потеря устойчивости центрально-сжатого стержня .....	75
7.2. Расчет центрально-сжатых элементов стальных конструкций .....	77
Вопросы для самопроверки .....	78
Лекция 8. Сварные соединения .....	79
8.1. Общие сведения и физические основы сварки металлов .....	79
8.2. Виды сварки, сварных швов и соединений .....	80

8.3. Сварочные материалы .....	81
Вопросы для самопроверки .....	81
Лекция 9. Расчет сварных швов в соединениях, работающих на осевую силу .....	82
9.1. Расчет сварных соединений встык .....	82
9.2. Расчет сварных соединений угловыми швами .....	83
9.3. Конструктивные требования к сварным соединениям .....	84
Вопросы для самопроверки .....	84
Практическое занятие 3. Конструирование и расчет сварных соединений .....	85
Лекция 10. Расчет сварных швов в соединениях, работающих на изгиб .....	89
10.1. Расчет сварных соединений встык .....	89
10.2. Расчет сварных соединений угловыми швами .....	90
10.3. Расчет опорного столика (практический пример) .....	91
Лекция № 11. Заклепочные и болтовые соединения .....	92
11.1. Область применения, типы и материалы соединений .....	93
11.2. Расчет болтовых и заклепочных соединений .....	94
11.3. Расчет соединений на высокопрочных болтах .....	95
11.4. Конструктивные требования .....	96
11.5. Расчет сопряжения балок на болтах (практический пример) .....	97
Вопросы для самопроверки .....	99
Литература .....	100
<b>УЧЕБНЫЙ МОДУЛЬ 3. Элементы металлических конструкций (балки и балочные конструкции) .....</b>	<b>101</b>
Лекция 12. Балки и балочные конструкции .....	101
12.1. Область применения, классификация .....	101
12.2. Компоновка балочных перекрытий расчет стального настила, прокатных балок, сравнение вариантов балочной площадки .....	102
Практическое занятие 4. Компоновка перекрытия и расчет стального настила ...	107
Лекция 13. Проектирование составных балок .....	113
Практическое занятие 5. Компоновка составного сечения главной балки .....	119
Лекция 14. Изменение сечения, расчет поясных швов и проверка общей устойчивости главной балки .....	123
14.1. Изменение сечения по длине составной балки .....	123
14.2. Расчет поясных швов .....	124
14.3. Проверка общей устойчивости .....	125
Вопросы для самопроверки .....	126
Практическое занятие 6. Проверка общей устойчивости составных балок, изменение ширины поясов, проверка прочности и прогибов (практические примеры) .....	126
Лекция 15. Проверка и обеспечение местной устойчивости элементов балок .....	132
15.1. Проверка устойчивости сжатого пояса балки .....	132
15.2. Проверка устойчивости стенки балки .....	134
Вопросы для самопроверки .....	144
Практическое занятие 7. Проверка местной устойчивости сварной балки .....	145
Лекция 16. Расчет и конструирование опорной части главной балки .....	149
Практическое занятие 8. Сопряжение главной балки с колонной .....	153
Литература .....	158
<b>КОНТРОЛЬ ЗНАНИЙ СТУДЕНТОВ .....</b>	<b>159</b>
<b>ПРИЛОЖЕНИЯ .....</b>	<b>172</b>
<b>СОКРАЩЕННЫЙ СОРТАМЕНТ .....</b>	<b>185</b>

## ПРЕДИСЛОВИЕ

Развитие и совершенствование металлических строительных конструкций связано с решением важнейших проблем научно-технического прогресса. Конструкторская школа в области металлических конструкций прошла большой путь и в настоящее время занимает одно из первых мест в мировой строительной технике, и раскрыла широкие творческие горизонты с учетом требований к созданию новых конструктивных форм.

Учебный методический комплекс (УМК) «Металлические конструкции» составлен в соответствии с учебной программой вузов (№ ТД УМОСА – 62/тип, Минск, 2005) и построен на основных дидактических принципах отечественного и зарубежного опыта.

Он состоит из трех модулей: введение в дисциплину металлические конструкции, основы металлических конструкций, элементы металлических конструкций (балки и балочные конструкции).

В первом модуле рассматриваются основные этапы развития конструкторской школы, идеи создания конструктивной формы, теории расчета, способов изготовления и монтажа металлических конструкций.

Второй модуль посвящен основам металлических конструкций, в нем рассматриваются:

- применяемые материалы в металлических конструкциях;
- работа строительных сталей и основы расчета элементов металлических конструкций по предельным состояниям;
- работа изгибаемых элементов в упругой и упругопластической стадиях;
- сварные, болтовые и заклепочные соединения, их конструирование и расчет.

Третий модуль включает простейшие элементы металлических конструкций: балки и балочные конструкции. В этом модуле рассматривается область применения, классификация, компоновка перекрытий и составных сечений, расчеты на прочность, жесткость, устойчивость (общую и местную), расчет и конструирование опорной части составной балки.

Все модули сопровождаются практическими примерами, вопросами для самопроверки, списком основной и дополнительной литературы.

В УМК включены основные справочные материалы: 25 приложений, сокращенный сортамент различных профилей и основные буквенные обозначения величин.

Автор УМК выражает глубокую признательность и благодарность главному инженеру А.П. Зайцеву и руководителю группы А.В. Жибулю акционерного предприятия «Белпроектстальконструкция»; заведующему кафедрой механики, доценту, канд. техн. наук Л.С. Турищеву и доценту кафедры механики ПГУ А.Г. Щербо за ценные замечания при рецензировании рукописи, а также студентам инженерно-строительного факультета ПГУ Горностаю Е., Коновкову Н. и Бозылеву Д. за участие в оформлении иллюстраций.

## ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ ВЕЛИЧИН

- $A$  – площадь сечения брутто;  
 $A_{bn}$  – площадь сечения болта нетто;  
 $A_d$  – площадь сечения раскоса;  
 $A_f$  – площадь сечения полки (пояса);  
 $A_n$  – площадь сечения нетто;  
 $A_{\omega}$  – площадь сечения стенки;  
 $A_{\omega f}$  – площадь сечения по металлу углового шва;  
 $A_{\omega z}$  – площадь сечения по металлу границы сплавления;  
 $E$  – модуль упругости;  
 $F$  – сила;  
 $G$  – модуль сдвига;  
 $J_b$  – момент инерции сечения ветви;  
 $J_m, J_d$  – моменты инерции сечений пояса и раскоса фермы;  
 $J_s$  – момент инерции сечения ребра, планки;  
 $J_{sl}$  – момент инерции сечения продольного ребра;  
 $J_t$  – момент инерции при свободном кручении балки, рельса;  
 $J_x, J_y$  – моменты инерции сечения брутто относительно осей соответственно  $x-x$  и  $y-y$ ;  
 $J_{xn}, J_{yn}$  – то же, сечения нетто;  
 $J_{\omega}$  – секториальный момент инерции сечения;  
 $M$  – момент, изгибающий момент;  
 $M_x, M_y$  – моменты относительно осей соответственно  $x-x$  и  $y-y$ ;  
 $N$  – продольная сила;  
 $N_{ad}$  – дополнительное усилие;  
 $N_{bm}$  – продольная сила от момента в ветви колонны;  
 $Q$  – поперечная сила, сила сдвига;  
 $Q_{fic}$  – условная поперечная сила для соединительных элементов;  
 $Q_c$  – условная поперечная сила, приходящаяся на систему планок, расположенных в одной плоскости;  
 $R_{ba}$  – расчетное сопротивление растяжению фундаментных болтов;  
 $R_{bh}$  – расчетное сопротивление растяжению высокопрочных болтов;  
 $R_{bp}$  – расчетное сопротивление смятию одноболтовых соединений;  
 $R_{bs}$  – расчетное сопротивление срезу одноболтового соединения;  
 $R_{bt}$  – расчетное сопротивление растяжению одноболтового соединения;

- $R_{bun}$  – нормативное сопротивление стали болтов, принимаемое равным временному сопротивлению  $\sigma_b$  по государственным стандартам и техническим условиям на болты;
- $R_{bu}$  – расчетное сопротивление растяжению U-образных болтов;
- $R_{cd}$  – расчетное сопротивление диаметральному сжатию катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью);
- $R_{lp}$  – расчетное сопротивление местному смятию в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании;
- $R_p$  – расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности (при наличии пригонки);
- $R_s$  – расчетное сопротивление стали сдвигу;
- $R_{th}$  – расчетное сопротивление растяжению стали в направлении толщины проката;
- $R_u$  – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по временному сопротивлению;
- $R_{un}$  – временное сопротивление стали разрыву, принимаемое равным минимальному значению  $\sigma_b$  по государственным стандартам и техническим условиям на сталь;
- $R_{of}$  – расчетное сопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу шва;
- $R_{ou}$  – расчетное сопротивление стыковых сварных соединений сжатию, растяжению, изгибу по временному сопротивлению;
- $R_{oun}$  – нормативное сопротивление металла шва по временному сопротивлению;
- $R_{os}$  – расчетное сопротивление стыковых сварных соединений сдвигу;
- $R_{oy}$  – расчетное сопротивление стыковых сварных соединений сжатию, растяжению и изгибу по пределу текучести;
- $R_{oz}$  – расчетное сопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу границы сплавления;
- $R_y$  – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести;
- $R_{yf}$  – то же, для полки (пояса);
- $R_{y\omega}$  – то же, для стенки;
- $R_{yn}$  – предел текучести стали, принимаемый равным значению предела текучести  $\sigma_T$  по государственным стандартам и техническим условиям на сталь;
- $S$  – статический момент сдвигаемой части сечения брутто относительно нейтральной оси;

$W_x, W_y$  – моменты сопротивления сечения брутто относительно осей соответственно  $x-x$  и  $y-y$ ;  
 $W_{xn}, W_{yn}$  – моменты сопротивления сечения нетто относительно осей соответственно  $x-x$  и  $y-y$ ;  
 $b$  – ширина;  
 $b_{ef}$  – расчетная ширина;  
 $b_f$  – ширина полки (пояса);  
 $b_h$  – ширина выступающей части ребра, свеса;  
 $C, C_x, C_y$  – коэффициенты для расчета на прочность с учетом развития пластических деформаций при изгибе относительно осей соответственно  $x-x$  и  $y-y$ ;  
 $e$  – эксцентриситет силы;  
 $h$  – высота;  
 $h_{ef}$  – расчетная высота стенки;  
 $h_\omega$  – высота стенки;  
 $i$  – радиус инерции сечения;  
 $i_{min}$  – наименьший радиус инерции сечения;  
 $i_x, i_y$  – радиусы инерции сечения относительно осей соответственно  $x-x$  и  $y-y$ ;  
 $k_f$  – катет углового шва;  
 $l$  – длина, пролет;  
 $l_c$  – длина стойки, колонны, распорки;  
 $l_d$  – длина раскоса;  
 $l_{ef}$  – расчетная, условная длина;  
 $l_m$  – длина панели пояса фермы или колонны;  
 $l_s$  – длина планки;  
 $l_\omega$  – длина сварного шва;  
 $l_x, l_y$  – расчетные длины элемента в плоскостях, перпендикулярных осям соответственно  $x-x$  и  $y-y$ ;  
 $m$  – относительный эксцентриситет ( $m = eA / W_c$ );  
 $m_{ef}$  – приведенный относительный эксцентриситет ( $m_{ef} = m\eta$ );  
 $r$  – радиус;  
 $t$  – толщина;  
 $t_f$  – толщина полки (пояса);  
 $t_\omega$  – толщина стенки;  
 $\beta_f, \beta_z$  – коэффициенты для расчета углового шва соответственно по металлу шва и по металлу границы сплавления;  
 $\gamma_b$  – коэффициент условий работы болтового соединения;

$\gamma_c$  – коэффициент условий работы;  
 $\gamma_n$  – коэффициент надежности по назначению;  
 $\gamma_m$  – коэффициент надежности по материалу;  
 $\gamma_u$  – коэффициент надежности в расчетах по временному сопротивлению;  
 $\eta$  – коэффициент влияния формы сечения;  
 $\lambda$  – гибкость ( $\lambda = l_{ef} / i$ );  
 $\bar{\lambda}$  – условная гибкость ( $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}$ );  
 $\lambda_{ef}$  – приведенная гибкость стержня сквозного сечения;  
 $\bar{\lambda}_{ef}$  – условная приведенная гибкость стержня сквозного сечения  
 ( $\lambda_{ef} = \bar{\lambda}_{ef} \sqrt{R_y / E}$ );  
 $\lambda_f$  – условная гибкость свеса пояса, поясного листа;  
 $\bar{\lambda}_\omega$  – условная гибкость стенки ( $\bar{\lambda}_\omega = h / t \sqrt{R_y / E}$ );  
 $\bar{\lambda}_{uf}$  – предельная условная гибкость свеса пояса (поясного листа);  
 $\bar{\lambda}_{u\omega}$  – предельная условная гибкость стенки;  
 $\lambda_x, \lambda_y$  – расчетные гибкости элемента в плоскостях, перпендикулярных осям, соответственно  $x-x$  и  $y-y$ ;  
 $\nu$  – коэффициент поперечной деформации стали (Пуассона);  
 $\sigma_{loc}$  – местное напряжение;  
 $\sigma_x, \sigma_y$  – нормальные напряжения, параллельные осям соответственно  $x-x$  и  $y-y$ ;  
 $\tau_{x,y}$  – касательное напряжение;  
 $\varphi_{x,y}$  – коэффициент продольного изгиба;  
 $\varphi_b$  – коэффициент снижения расчетных сопротивлений при изгибно-крутильной форме потери устойчивости балок;  
 $\varphi_e$  – коэффициент снижения расчетных сопротивлений при внецентренном сжатии.  
 $\varphi_{exy}$  – коэффициент устойчивости при сжатии с изгибом в двух плоскостях.

## **СОДЕРЖАНИЕ ДИСЦИПЛИНЫ**

### **Цели и задачи дисциплины**

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, подготовки их к профессиональной деятельности в области проектирования металлических конструкций.

При изучении дисциплины решаются следующие задачи:

- 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 автоматического проектирования.

### **Перечень дисциплин, усвоение которых необходимо студентам для изучения дисциплины**

Изучение дисциплины «Металлические конструкции» является одним из завершающих этапов формирования профессиональных знаний студентов по циклу дисциплин, объединенных общим названием «Строительные конструкции». Поэтому в преподавании дисциплины обеспечивается преемственность и логическая связь с предшествующими и параллельными дисциплинами, которыми являются: «Высшая математика», «Физика», «Химия», «Строительные материалы», «Теоретическая механика», «Сопротивление материалов и теория упругости», «Строительная механика», «Архитектура».

Приступая к изучению дисциплины, студенты должны знать принципы объемно-планировочных решений, конструкции зданий и инженерных сооружений, напряженно-деформированные состояния материалов при различных силовых воздействиях, а также методы расчета статически определимых и неопределимых стержневых систем.



1	2	3
<b>3. Элементы металлических конструкций (балки и балочные конструкции):</b>	<b>10</b>	<b>4</b>
Лекция 12. Балки и балочные конструкции	2	
Лекция 13. Проектирование составных балок	2	2
Лекция 14. Изменение сечения, расчет поясных швов и проверка общей устойчивости главной балки	2	
Лекция 15. Проверка и обеспечение местной устойчивости элементов балок	2	2
Лекция 16. Расчет и конструирование опорной части главной балки	2	
<b>Итого:</b>	<b>32</b>	<b>6</b>

### Практически занятия

Наименование темы	Форма обучения, ч	
	дневная	заочная
1. Геометрические характеристики плоских сечений (входной контроль)	2	
2. Структура строительных норм и правил	2	
3. Конструирование и расчет сварных соединений	2	2
4. Расчет стального настила. Подбор и проверка сечений прокатных балок в упругой и упругопластической стадиях	2	2
5. Компоновка составного сечения главной балки	2	2
6. Проверка общей устойчивости составных балок	2	2
7. Проверка местной устойчивости составных балок	2	2
8. Конструирование и расчет узлов составных балок	2	2
<b>Итого:</b>	<b>16</b>	<b>12</b>

## КУРСОВОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ

### Курсовой проект «Балочная клетка»

Тема курсового проекта – «Балочная клетка». Курсовой проект выполняется самостоятельно на основе индивидуального задания и включает: разработку вариантов компоновки балочного перекрытия, разработку маркировочной схемы, конструирование и расчет прокатных балок, главной балки, колонны, основных узлов и деталей балки.

Объем проекта – два листа чертежей формата А2 (рис. 1, 2) и пояснительная записка с эскизами, расчетами и обоснованием принятых решений (объем – 30 – 40 с.).

#### Задание для выполнения курсового проекта

Предпоследняя цифра номера зачётной книжки	Габариты площадки в плане А, В	Последняя цифра номера зачётной книжки				
		0, 5	1, 6	2, 7	3, 8	4, 9
0, 1	3А×3В	36×15	42×16,5	45×18	48×19,5	42×15
2, 9	3А×3В	42×16,5	45×18	48×19,5	42×15	36×15
3, 8	3А×3В	45×18	48×19,5	42×15	36×15	42×16,5
4, 7	3А×3В	48×19,5	42×15	36×15	42×16,5	45×18
5, 6	3А×3В	42×15	36×15	42×16,5	45×18	48×19,5
А – шаг колонн в продольном направлении, В – шаг колонн в поперечном направлении						
		Последняя цифра номера зачётной книжки				
		0, 5	1, 6	2, 7	3, 8	4, 9
1. Отметка верха настила, м		7 / 10	7,5 / 9,5	8 / 10	8,5 / 8	9 / 10
2. Стр. высота перекрытия, м		1,6 / 2,6	1,8 / 2,6	2,0 / 2,4	2,2 / 2,4	2,4 / 2,8
3. Временная нагрузка, кПа		18 / 30	20 / 30	22 / 26	24 / 28	26 / 30
4. Материал конструкций:						
- настила;		ж/б, 18кп	ж/б, ВСт 3кп	ж/б, 09Г2С	ж/б, ВСт	ж/б, 18кп
- главных балок;		09Г2С	18пс	ВСт3пс	3пс	18пс
- балок настила, вспомогат. колонн;		10Г2С1 18кп	18кп 10Г2С1	10Г2С1 18кп	09Г2С 14Г2	10Г2С1 18кп
- фундаментов класс бетона		C <sup>12</sup> / <sub>15</sub>	C <sup>16</sup> / <sub>20</sub>	C <sup>12</sup> / <sub>15</sub>	C <sup>16</sup> / <sub>20</sub>	C <sup>12</sup> / <sub>15</sub>
5. Относительный прогиб настила		1/150	1/150	1/150	1/150	1/150
6. Тип сечения колонн		сплошное	сквозное (П)	сквозное (Р)	сплошное	сквозное (П)
Примечание – П – на планках; Р – с раскосной решеткой; в знаменателе класс бетона 15, 20 – $f_{c, cube}^G$ в МПа						



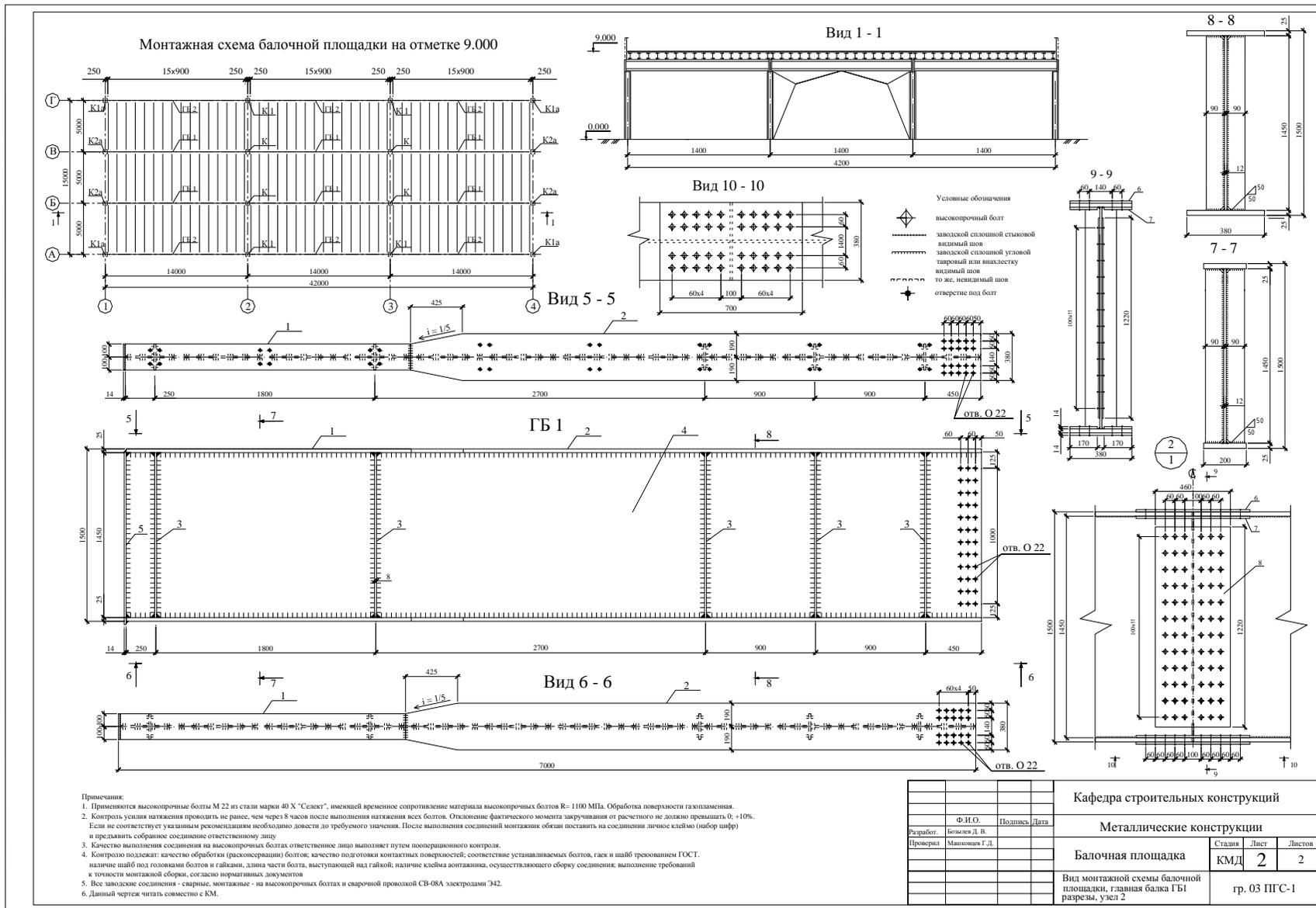


Рис. 2. Образец выполнения чертежа КМД

## 1. Содержание пояснительной записки

- 1.1. Титульный лист.
- 1.2. Задание на курсовой проект.
- 1.3. Ведение.
- 1.4. Сравнение вариантов (1-й вариант – нормальный тип балочной клетки с железобетонным настилом, 2-й вариант – нормальный тип балочной клетки со стальным настилом, 3-й вариант – усложненный тип балочной клетки со стальным настилом): компоновка всех вариантов балочной клетки, расчет стального настила, подбор сечений, проверки несущей способности, жесткости, общей устойчивости прокатных балок перекрытия балочной клетки. Обоснование выбранного варианта для дальнейших расчетов и конструирования главной балки.
- 1.5. Расчет и конструирование главной балки составного сечения:
  - 1.5.1. компоновка и подбор сечения составной балки;
  - 1.5.2. изменение сечения балки по длине;
  - 1.5.3. проверка прочности и прогиба балки;
  - 1.5.4. проверка и обеспечение общей устойчивости балки;
  - 1.5.5. проверка и обеспечение местной устойчивости элементов балки;
  - 1.5.6. соединение поясов балки со стенкой;
  - 1.5.7. расчет и конструирование укрупнительного стыка балки на высокопрочных болтах;
  - 1.5.8. расчет и конструирование опорных и сопрягаемых узлов балок.
- 1.6. Расчет и конструирование центрально сжатой колонны:
  - 1.6.1. выбор расчетной схемы и типа сечения колонны;
  - 1.6.2. подбор сечения и конструктивное оформление стержня колонны (сплошной или сквозной колонны в зависимости от выбранного варианта);
  - 1.6.3. расчет и конструктивное оформление базы с траверсой и консольными ребрами;
  - 1.6.4. конструирование и расчет оголовка колонны.
- 1.7. Разработка мероприятий по повышению долговечности стальных конструкций.
- 1.8. Список используемой справочной и нормативной литературы.

## 2. Графическая часть проекта

### 2.1. Состав чертежей КМ:

- 2.1.1. общие компоновочные чертежи;
- 2.1.2. схемы расположения частей конструкций с таблицами сечений элементов;
- 2.1.3. чертежи наиболее важных узлов конструкций;
- 2.1.4. полная спецификация металла по профилям.

### 2.2. Состав чертежей КМД:

- 2.2.1. чертежи отправочных элементов – «марок», удобных для чтения, со всеми размерами и указаниями, необходимыми для изготовления каждой детали, сборки и сварки отправочных элементов;
- 2.2.2. монтажные схемы, на которых должны быть показаны все размеры и отметки, необходимые для установки и выверки конструкций;
- 2.2.3. монтажные схемы составляются для каждой группы конструкций отдельно и вычерчиваются в масштабе 1:100 ÷ 1:400 в зависимости от типа и размера сооружения;
- 2.2.4. на монтажной схеме отправочные элементы обозначатся марками, соответствующими маркам деталировочных чертежей;
- 2.2.5. спецификации деталей для каждого отправочного элемента с указанием марки стали;
- 2.2.6. таблицы отправочных элементов и заводских сварных швов;
- 2.2.7. примечания, касающиеся изготовления конструкций;
- 2.2.8. все размеры даются в миллиметрах;
- 2.2.9. размеры деталей в спецификации указываются в окончательном виде после обработки;
- 2.2.10. к массе всех деталей отправочного элемента добавляется вес наплавленного металла заводских швов (1,0 ÷ 1,5 % массы всех деталей);
- 2.2.11. в примечании указываются преобладающие на чертеже толщины швов и диаметры отверстий, размеры обреза деталей, типы электродов, способы сварки и др.;
- 2.2.12. на чертежах КМД проставляются только те размеры, которые необходимы для изготовления деталей отправочных элементов, их сборки, контроля и увязки с примыкающими конструкциями.

## **КОНТРОЛЬ И ОЦЕНКА ЗНАНИЙ СТУДЕНТОВ**

**Цели и задачи контроля, оценки знаний.** Контроль и оценка знаний в изучении студентами дисциплины «Металлические конструкции» имеет важнейшее обучающее и воспитательное значение. Прежде всего, контроль знаний, умений и навыков позволяет выявить уровень успеваемости, то есть степень усвоения учебного материала, полноту, глубину, сознательность и прочность знаний на разных этапах обучения, и обеспечивает, таким образом, накопление информации, необходимой для направленной деятельности по устранению несоответствия между заданным и истинным уровнем знаний, для управления процессом обучения. Контроль знаний, умений и навыков студентов повышает их учебную дисциплину, побуждает к активизации умственной деятельности по усвоению материала, способствует выработке сознательного отношения к регулярному труду.

На разных этапах обучения контроль знаний может иметь разное целевое назначение. Наиболее важной является систематическая текущая проверка состояния успеваемости.

Контроль знаний студентов имеет важное значение на различных этапах обучения: в конце семестра, года и по окончании курса дисциплины «Металлические конструкции».

Результаты контроля успеваемости выражаются в условных баллах, а также в оценочных суждениях преподавателя.

**Методы проверки домашних заданий.** Методы проверки домашних заданий различны. Это и устный опрос у доски или с места по домашнему заданию, и короткая письменная работа, но, прежде всего, это непосредственная проверка задания в тетрадях (для лекций и практических занятий) – беглая (фронтальная) при обходе аудитории в начале занятий и более основательная, выборочная во внеурочное время.

Сопутствующий проверке домашнего задания устный опрос не всегда достаточно экономичен – некоторая часть студентов в это время отключается от участия в учебном процессе. Поэтому опытные преподаватели сочетают устные и письменные формы контроля знаний студентов перед изложением нового материала так, чтобы загрузить в это время всех студентов в аудитории.

Положение облегчается, если применять специальные технические средства контроля знаний студентов, с помощью которых сведения о проделанной работе могут быть быстро собраны.

**Устная проверка знаний.** Устная проверка знаний студентов может применяться на разных этапах учебного процесса (лекции, практического занятия, курсового проектирования, лабораторных работ и т. п.), в том числе и при проверке усвоения домашнего задания. По организационным формам устная проверка может быть *индивидуальной* и *фронтальной*. При индивидуальной проверке в течение определенного времени опрашивается только один студент. Во время опроса могут быть проверены основательно знания одного студента со всех точек зрения: полноты, глубины, сознательности и прочности, умения и правильности выразить их в устной речи и т. д.

Фронтальная устная проверка знаний может также применяться на разных этапах занятий, но лучше всего ее применять для активизации познавательной деятельности студентов, мобилизации умственных и волевых усилий их на овладение учебным материалом в процессе его изложения. Характерным для фронтальной устной проверки знаний является то, что вопросы, как правило, ставятся всем студентам. В обычных условиях отвечает на эти вопросы кто-нибудь один, но применение оборудования компьютерных классов позволяет преподавателю воспринять и ответы всех студентов одновременно.

**Письменные работы и их проверка.** О роли частного и оперативного контроля знаний в процессе изучения дисциплины уже говорилось. Одним из средств такого контроля являются кратковременные письменные работы. Применение этого вида контроля позволяет загрузить самостоятельной работой сразу всех студентов, а в результате его выполнения получить значительную информацию об успеваемости студентов в данный момент времени. Кратковременные письменные работы могут быть совмещены с индивидуальным устным опросом. Такие работы лучше проводить по нескольким вариантам на практических занятиях, составленные заранее преподавателем (обычно 4 – 6) и раздаются всем студентам в аудитории. Такие работы могут проводиться в начале занятия – для мобилизации внимания и привлечения знаний студентов к восприятию нового материала, но лучше проводить их в конце занятия – на закреплении проработанного материала.

Особый вид письменной работы представляют собой, так называемые технические диктанты. Целью является научить студентов использовать техническую символику. Сознательно перейти от устного оформления технических выражений к записи формул, к буквенной символике, закрепить в сознании студентов порядок действий и конструкцию наиболее рас-

пространенных формул и технических выражений. Сущность этого вида работы в том, что преподаватель читает словесный текст, а студенты записывают его с помощью известных им технических выражений (формул), например: условия обеспечения прочности, устойчивости, конструктивных ограничений угловых сварных швов и т. п.

Время от времени в процессе изучения дисциплины «Металлические конструкции» практикуется проведение более длительных контрольных работ, на которые отводится один, а иногда два академических часа. В ходе таких работ может быть проверен относительно большой комплекс знаний по целой теме или разделу. Такие работы практикуются также в конце семестра или учебного года по совокупности всего материала проработанного за данный период времени.

Можно выделить несколько видов таких работ:

- работы на решение задач и упражнений;
- выполнение расчетных и графических работ;
- работы по теоретическому материалу (вывод формул, ответы на другие вопросы теоретического характера);
- комбинированные письменные работы с (или без) подробным объяснением.

**Контроль знаний студентов.** Отечественный и зарубежный опыт работы со студентами показал эффективность применения французской системы контроля знаний. Основной принцип промежуточного контроля знаний, как и окончательных экзаменов, заключается в создании равных возможностей для всех студентов. На основании пройденного материала ведущим преподавателем дисциплины составляется задание экзаменационной работы. Одновременно приводится контрольный вариант решения задания с разбивкой на подпункты и оценкой по бальной системе. В задании указывается время выполнения работы, которое неукоснительно должно соблюдаться всеми студентами.

Студенты рассаживаются за столом по одному на возможно больших расстояниях друг от друга. По окончании контрольного срока времени, указанного в задании, все работы должны быть немедленно сданы преподавателю.

Ниже приводится образец задания и контрольных ответов. Элементы французской системы с успехом используются для контроля знаний студентов по дисциплине «Металлические конструкции», начиная с 1991 г.

## Пример контрольного учебного материала

Вопросы:	баллы
1. Назовите составляющие основы строительной стали при наблюдении под микроскопом на специально подготовленных шлифах	1,0
2. Дать определение сортамента	2,0
3. Доказать для прямоугольного сечения, что $W_{pl} = 1,5W_x$	3,0
4. Последовательность проверки общей устойчивости прокатной балки при недостаточном закреплении сжатого пояса	4,0
<b>Итого:</b>	<b>10 баллов</b>

### Ответы для самопроверки

#### Ответы на вопрос № 1:

Структура охлажденной до комнатной температуры стали состоит из двух основных фаз – цементита и феррита (0,5 балла), которые образуют самостоятельные зерна, а также входят в перлит в виде пластинок (см. микроструктуру стали: светлые зерна – феррит, темные – перлит) (0,5 балла).

Итого по первому вопросу 1 балл

#### Ответы на вопрос № 2:

Сортаментом называется перечень прокатных профилей (0,5 балла) с указанием их формы (0,5 балла), размеров, допусков, геометрических характеристик сечений (0,5 балла) и массы 1 п.м. длины (0,5 балла)

Итого по второму вопросу 2 балла

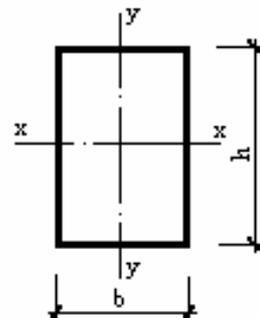
#### Ответы на вопрос № 3:

$$W_{pl} = c \cdot W_x \Rightarrow c = \frac{W_{pl}}{W_x} = \frac{2S_x}{W_x} \quad 1 \text{ балл}$$

$$W_x = \frac{bh^3}{6} \quad S_x = b \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{h}{4} = \frac{bh^2}{8} \quad 1 \text{ балл}$$

$$\text{Тогда: } c = \frac{2 \cdot bh^2 \cdot 6}{8 \cdot bh^2} = \frac{3}{2} = 1,5 \quad \text{или} \quad W_{pl} = 1,5W_x \quad 1 \text{ балл}$$

Итого по третьему вопросу 3 балла



**Ответы на вопрос № 4:**

При соотношении  $\frac{l_{ef}}{b_f} > \left[ \frac{l_{ef}}{b_f} \right]$ , 0,5 балла

необходима проверка общей устойчивости 0,5 балла

по формуле  $\frac{M}{\varphi_b \cdot W_c} \leq R_y \cdot \gamma_c$  0,5 балла

При этом необходимо определить

$$\varphi_1 = \psi \cdot \frac{I_y}{I_x} \left( \frac{h}{l_{ef}} \right)^2 \cdot \frac{E}{R_y}, \quad 0,5 \text{ балла}$$

где  $\psi$  зависит от коэффициента  $\alpha$ , определяемого по формуле

$$\alpha = 1,54 \cdot \frac{I_t}{I_y} \left( \frac{l_{ef}}{h} \right)^2 \quad 0,5 \text{ балла}$$

Если  $\varphi_1 \leq 0,85$ , то  $\varphi_b = \varphi_1$  0,5 балла

При  $\varphi_1 > 0,85$ ;  $\varphi_b = 0,68 + 0,21\varphi_1$ , но не более 1,0 1,0 балл

Итого по четвертому вопросу 4 балла

**Всего 10 баллов**

**МОДУЛЬНОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ  
УЧЕБНОГО ПРОЦЕССА**

**Учебный модуль 1**  
**ВВЕДЕНИЕ В ДИСЦИПЛИНУ**  
**«МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ»**

Тема занятия	Цель занятия	Вид занятий	Кол-во часов
1. Исторический обзор развития металлических конструкций	Познавательная, обучающая,	Лекция	1
2. Конструктивная форма зданий и сооружений			1
3. Область применения, достоинства и недостатки, принципы проектирования	воспитательная	Практика	2
4. Геометрические характеристики плоских сечений (входной контроль)			
5. Структура СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия; СНиП II-23-81*. Стальные конструкции			

**Лекция 1**

**ИСТОРИЧЕСКИЙ ОБЗОР РАЗВИТИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ; КОНСТРУКТИВНАЯ ФОРМА ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ; ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ, ДОСТОИНСТВА И НЕДОСТАТКИ; ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ**

1. Исторический обзор развития металлических конструкций.
2. Конструктивная форма зданий и сооружений.
3. Область применения, достоинства и недостатки, принципы проектирования.

**1.1. Исторический обзор развития металлических конструкций**

**Наука о металлических конструкциях** – это наука о конструктивной форме, ее общих закономерностях, теории расчета, технологии изготовления и способах монтажа.

Уровень развития металлических конструкций определяется с одной стороны потребностями в них народного хозяйства, а с другой стороны – возможностями технической базы: развитие металлургии, металлообработки, строительной науки и техники. Исходя из этих положений, история развития металлических конструкций разделена на пять этапов:

**Первый период** (от начала XII до начала XVII вв.). Этот период характерен развитием строительства культовых сооружений, в которых использовались металлоконструкции в виде затяжек.

**Второй период** (весь XVII в.). Кроме затяжек использовались опорные конструкции в виде стропил для купольных сооружений (рис. 1.1), которые применялись при строительстве церквей.

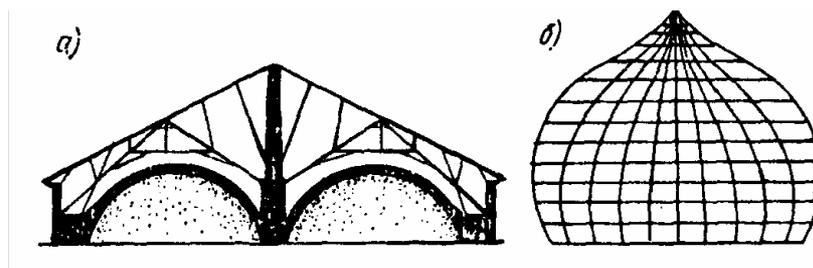


Рис. 1.1. Металлические конструкции XVII в.:  
*а* – наклонные стропила; *б* – каркас купола

**Третий период** (начало XVIII середина XIX вв.). Этот период связан с освоением процесса литья чугуновых стержней и деталей. В этот период строятся мосты, конструкции перекрытий гражданских и промышленных зданий.

Совершенства чугуновые конструкции в России достигли в середине XIX столетия. Уникальной чугуновой конструкцией 40-х гг. XIX в. является купол Исаакиевского собора (рис. 1.2), собранный из отдельных косяков в виде сплошной оболочки. Конструкция купола состоит из верхней конической части, поддерживающей каменный барабан, венчающий собор, и нижней, более пологой части. Наружная оболочка купола с помощью легкого железного каркаса опирается на чугуновую конструкцию.

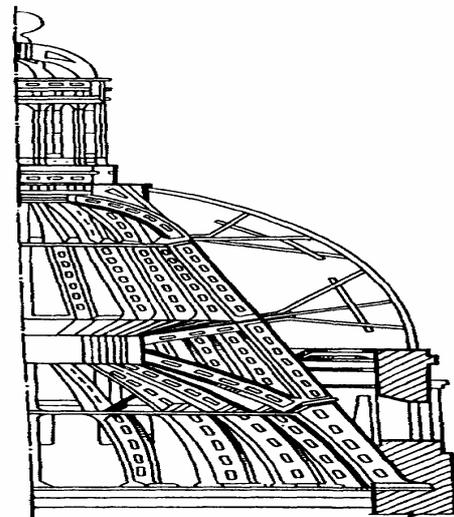


Рис. 1.2. Купол Исаакиевского собора в Санкт-Петербурге (40-е гг. XIX в.)

Первые (чугунные) мосты были построены в 50-х гг. в Санкт-Петербурге. Николаевский мост построен с восемью арочными пролетами от 33 до 47 м и являлся самым крупным мостом мира.

**Четвертый период** (с 30-х гг. XIX до 20-х гг. XX вв.). Этот период связан с ускорением технического прогресса во всех областях техники того времени, в частности в металлургии и металлообработке.

Выплавка железа в мартеновских и конверторных печах, получение профильного металла и прокатного листа, появление заклёпочных соединений (использовались в конструкциях перекрытий с треугольными металлическими фермами) и применение рамно-арочных конструкций.

В этот период первостепенное значение для развития металлостроительства имела инженерная, научная и организационная деятельность В.Г. Шухова.

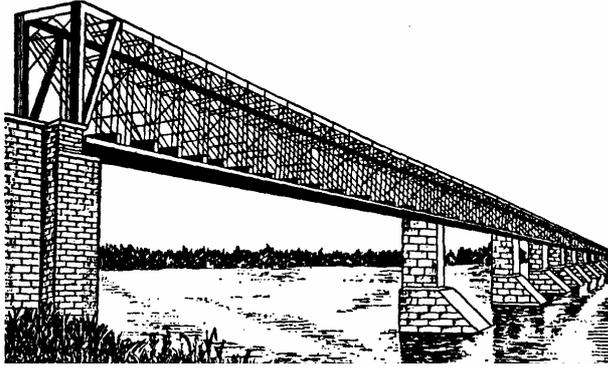


Рис. 1.3. Сызранский мост через р. Волгу (Н.А. Белелюбский, 1879 г.)

Профессор Н.А. Белелюбский (1848 – 1922 гг.), мостостроитель и ученый, впервые применил раскосную решетку для мостовых ферм (рис. 1.3), разработал первый в России метрический сортамент прокатных профилей, усовершенствовал методику испытаний строительных материалов, написал первый систематизированный курс по строительной механике.

#### Пятый период (с 1917 г.).

Исключительно плодотворной и разносторонней была деятельность почетного академика В.Г. Шухова (1853 – 1939 гг.). Он первый в мировой практике разработал и построил пространственные решетчатые и сетчатые конструкции (рис. 1.4, 1.5) различного назначения. В построенных им сооружениях реализованы идеи предварительного напряжения конструкций и возведения покрытий в виде висячих систем с эффективным использованием работы металла на растяжение. Этими проектами он намного опередил своих современников и предугадал будущие направления в развитии металлических конструкций, закрепив тем самым приоритет своей страны. Особенно значительна его теоретическая и практическая работа в области резервуаростроения и других листовых конструкций. Новые конструктивные формы резервуаров, их расчет и методы нахождения оптимальных параметров разработал В.Г. Шухов.

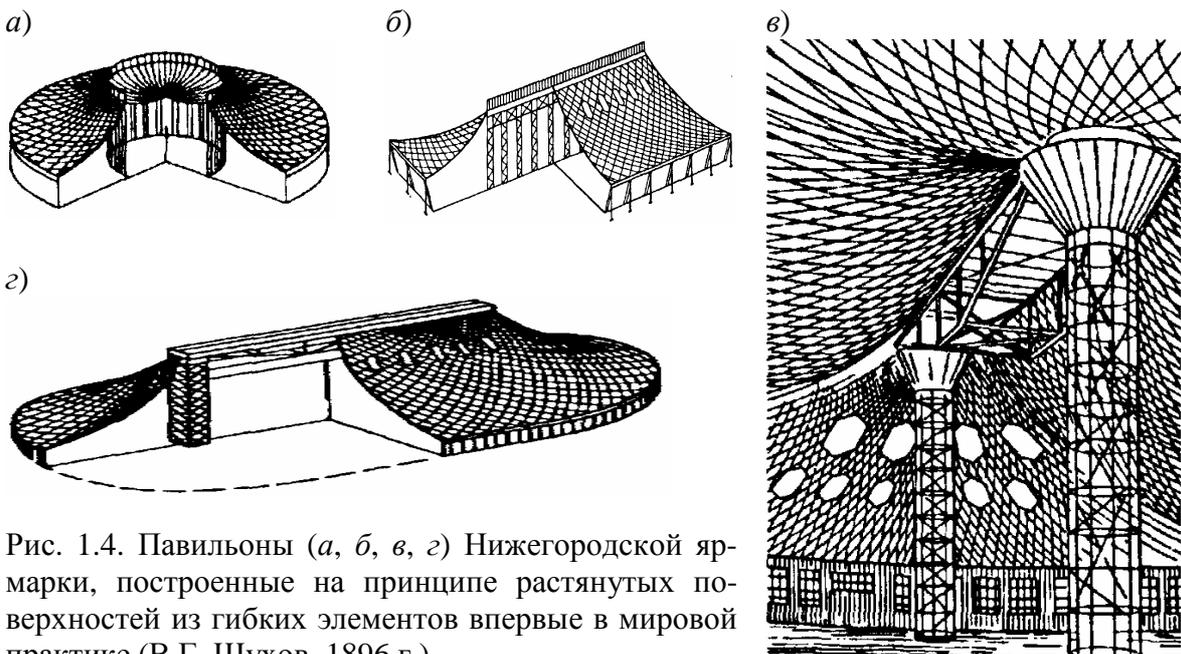


Рис. 1.4. Павильоны (а, б, в, з) Нижегородской ярмарки, построенные на принципе растянутых поверхностей из гибких элементов впервые в мировой практике (В.Г. Шухов, 1896 г.)

В 1921 г. в Москве В.Г. Шуховым была сооружена башня высотой 160 м, образованная пятью сопряженными поверхностями в виде гиперболоидов вращения (рис. 1.5). Ее конструктивные элементы были сделаны из швеллеров, что повышало восприятие ветровой нагрузки.

В послереволюционный период создается производственная база металлических конструкций. Заводы и специализированные организации были объединены в одну систему Главстальконструкция, выполняющую основной объём строительства металлических конструкций. Расширилась номенклатура металлических конструкций и разнообразие их конструктивных форм. Создается советская школа развития и совершенствования металлических конструкций с учетом решения важнейших проблем научно-технического прогресса (рис. 1.6).

В послевоенный период к конструктивной форме предъявляются требования как высокого качества (особенно в отношении физического и морального износа с учетом дальнейшего развития технологического процесса), так и экономии металла, индустриализации изготовления и механизации скоростного монтажа. Развитие этих тенденций требовало создания конструктивных форм типовых сооружений, основанных на модульности многократно повторяющихся стандартных элементов, предназначенных для серийного изготовления и скоростного монтажа с использованием простых и надежных монтажных соединений.

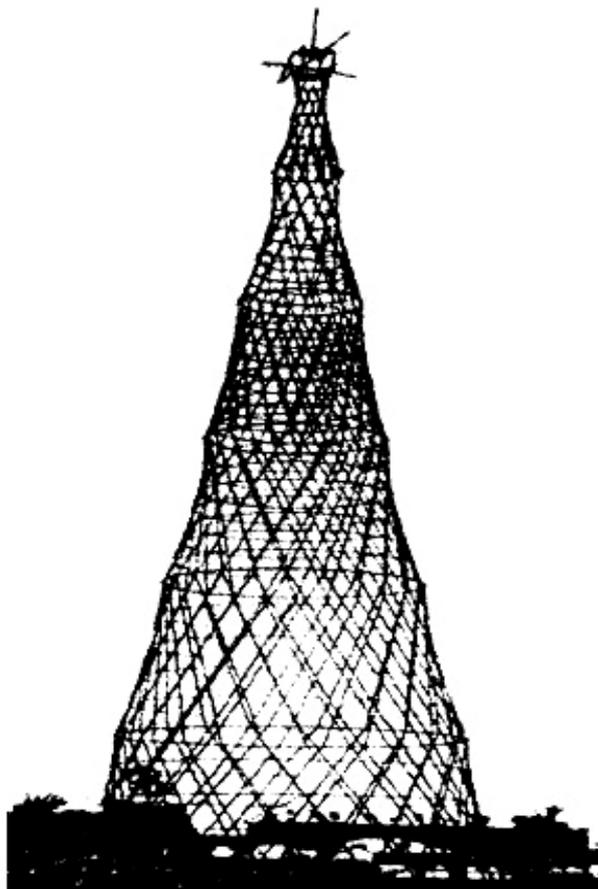


Рис. 1.5. Сетчатая конструкция радио башни на Шаболовке в Москве

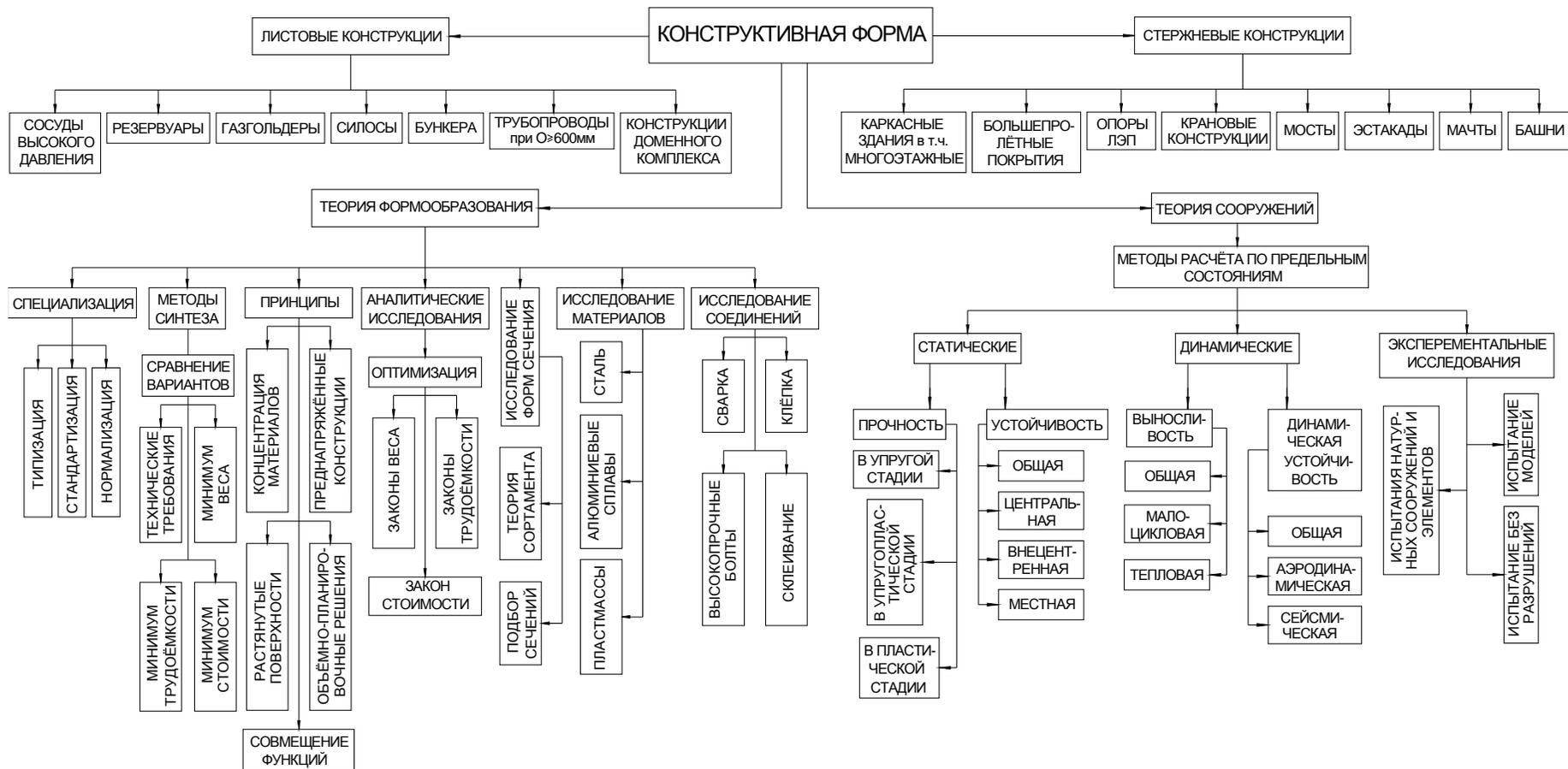


Рис. 1.6. Основные направления развития конструктивной формы

В этот период особую роль приобрели три проблемы: создание рациональных конструктивных форм, создание новых заводов по изготовлению стальных и алюминиевых конструкций, совершенствование методов монтажа. С 1954 г. началось широкое внедрение метода расчета конструкций по предельным состояниям. Новая методика, поставившая прочность и надежность металлических конструкций на научные основы, была введена в Строительные нормы и правила (СНиП).

Первостепенное значение в развитии советской школы металлостроительства имеют работы Е.О. Патона, Н.С. Стрелецкого, Н.Д. Жудина, С.А. Ильяевича, Г.Д. Попова, В.М. Вахуркина и др.

В области теории конструктивных форм зданий и сооружений Советский Союз занимал одно из первых мест в мире и ему принадлежит приоритет в создании многих прогрессивных зданий и сооружений. Интересные спортивные сооружения были построены в Москве к Олимпийским играм 1980 г. (рис. 1.7, 1.8).

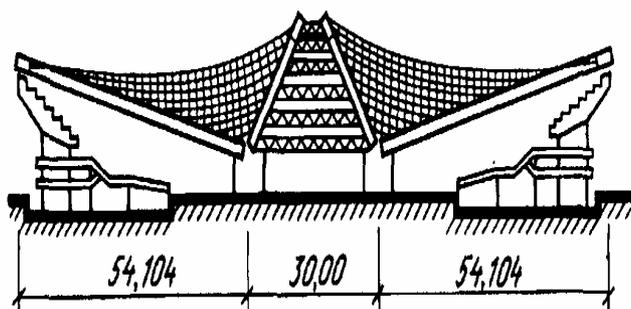


Рис. 1.7. Велотрек в Крылатском

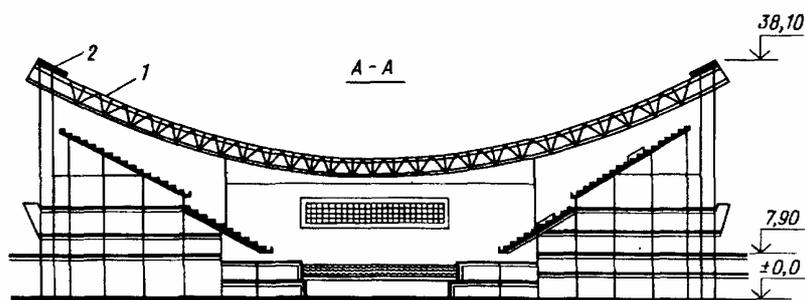


Рис. 1.8. Олимпийский плавательный бассейн

Комплекс проблем, над которыми предстоит работать ученым и инженерам в области металлических конструкций, весьма обширен и разнообразен. К их решению должно быть приковано внимание научно-исследовательских, проектных и производственных организаций.

## 1.2. Конструктивная форма зданий и сооружений

Конструктивная форма зданий и сооружений складывается из теории формообразования с системой понятий, критериев, законов и принципов; теории сооружений с методами статического и динамического расчета, теории надежности и экспериментальных исследований.

**Теория формообразования** включает:

1. Специализация – стандартизация, типизация, нормализация;
2. Методы синтеза – сравнение вариантов, технические требования, минимум веса, минимум трудоёмкости, минимум стоимости;
3. Принципы – совмещения функций, растянутых поверхностей, объёмно-планировочного решения, концентрации материалов, предварительного напряжения;
4. Оптимизация – аналитические исследования законов веса, трудоёмкости, стоимости;
5. Исследование формы сечения – теория сортамента и подбор сечения;
6. Исследование материалов – сталь, алюминиевые сплавы, пластмассы;
7. Исследование соединений – сварные, болтовые, заклёпочные и клеевые.

**Теория сооружений** или теория методов расчета конструктивных форм включает в себя методы расчёта по предельным состояниям, методы расчёта систем (статические, динамические и экспериментальные исследования).

**Статические методы** расчёта систем:

- расчёты на прочность (в упругой, упруго-пластической и пластической стадиях);
- расчёты на устойчивость (общую – центральную и внецентренную; местную).

**Динамические методы** расчета систем:

- расчёты на выносливость (общую, малоцикловую и тепловую);
- расчёты на динамическую устойчивость (общую, аэродинамическую, сейсмическую).

**Экспериментальные исследования:**

- испытание моделей;
- испытание натуральных сооружений и элементов;
- испытание без разрушений.

### 1.3. Область применения, достоинства и недостатки, принципы проектирования

**Металлические конструкции применяются** во всех видах зданий и сооружений, особенно, если необходимы значительные пролеты, высота и нагрузки.

В зависимости от конструктивной формы и назначения металлические конструкции делятся на две большие группы: листовые и стержневые.

К *листовым конструкциям* относятся: кожухи доменных печей, силосы, бункеры, резервуары, газгольдеры, трубопроводы больших диаметров (более 600 мм).

К *стержневым конструкциям* относятся: каркасы зданий, конструкции больших пролетов, мосты, мачты, башни, опоры высоковольтных линий электропередач, путепроводы, крановые конструкции, рабочие площадки над оборудованием и т. п.

**Требования**, предъявляемые к металлическим конструкциям.

Металлические конструкции должны удовлетворять следующим требованиям: условиям эксплуатации, экономии металла, транспортабельности, технологичности, скоростным методам монтажа, долговечности, эстетичности.

**Достоинства металлоконструкций:** надежность, индустриальность, непроницаемость, лёгкость – характеризуется коэффициентом лёгкости  $C$ , 1/м:

$$C = \rho / R,$$

где  $R$  – расчётное сопротивление материала;  $\rho$  – плотность материала.

Например, для алюминиевых сплавов  $C = 1,1 \times 10^{-4}$  1/м; для малоуглеродистой стали  $C = 3,7 \times 10^{-4}$  1/м; для дерева  $C = 5,4 \times 10^{-4}$  1/м; для бетона  $C = 24,0 \times 10^{-4}$  1/м.

**Основные недостатки металлоконструкций:** коррозия, небольшая огнестойкость.

**Принципы проектирования металлических конструкций.** Основной задачей при проектировании металлических конструкций является достижение экономического эффекта, выражаемого в снижении расхода металла, уменьшения стоимости конструкций и снижении трудоемкости изготовления.

Возможность подвергнуть анализу значительное число вариантов, учитывая различные факторы формообразования, позволяет создавать сложнейшие сооружения различных типов, обладающие высокими технико-экономическими показателями.

Проектирование ведется по следующим стадиям:

1. По двум стадиям – проектное задание со сметно-финансовым расчетом и рабочий проект – при возможности широкого использования типовых проектов и типовых решений или повторного использования экономических проектов аналогичных предприятий, зданий и сооружений.

2. По трем стадиям – проектное задание со сметно-финансовым расчетом, технический проект со сводной сметой и рабочий проект – при невозможности широкого использования типовых проектов и типовых решений или повторного использования экономических проектов, при проектировании предприятий с новым, неосвоенным технологическим процессом, а также зданий и сооружений особой строительной сложности.

*Проектное задание* – имеет целью выявить техническую возможность и экономическую целесообразность предполагаемого строительства в данном месте и в намеченные сроки, обеспечить правильный выбор площадки для строительства, источники снабжения сырьем, топливом, водой, энергией, строительным материалом, а также установить основные технические решения проектируемых объектов, общую стоимость строительства и основные ТЭП.

*Технический проект* – разрабатывается на основе проектного задания при проектировании по трем стадиям.

Технический проект состоит из тех же частей и разделов, что и проектное задание. В нем уточняются все материалы и данные, принятые в проектном задании.

*Рабочий проект* – предназначается для изготовления элементов конструкций (отправочных марок), их укрупнительной сборки, а также монтажа сооружений из укрупненных и не укрупненных отправочных элементов.

Рабочий проект стальных конструкций состоит из двух частей:

1. Чертежей КМ (конструкции металлические), составляемых на основании утвержденного проектного задания при двухстадийном проектировании или на основании технического проекта – при трехстадийном проектировании. Чертежи КМ разрабатываются специализированной проектной организацией.

2. Рабочих чертежей КМД (конструкции металлические, детализовка), составляемых на основании чертежей КМ; чертежи КМД разрабатываются конструкторскими бюро завода-изготовителя.

В состав чертежей КМ входят: пояснительная записка, данные о нагрузках, общие чертежи, схемы расположения элементов конструкций с

таблицами сечений элементов, расчетные листы и чертежи наиболее важных узлов конструкций, а также рабочие чертежи фундаментов с закладными частями и полная сводная спецификация металла по профилям.

Схемы расположения элементов конструкций даются для каждой группы конструкций (колонны, подкрановые балки, элементы покрытия, фахверк и т.д.). Элементы конструкций на схемах маркируются. На всех чертежах, где указаны расположение и маркировка деталей конструкций, даются таблицы сечений, содержащие марку элемента, эскиз сечения, состав сечения и усилия.

Рекомендуемые масштабы схематических планов и разрезов отдельных групп конструкций – 1:200; 1:300; 1:400; поперечных разрезов – 1:50; 1:75; 1:100; узлов – 1:10; 1:15; 1:20.

Спецификация стали должна содержать: марку стали, профиль стали, длины, количество штук, вес и примечания.

Чертежи КМД состоят из изображений заводских изделий (отправочных элементов), по которым производится изготовление, и монтажных схем, по которым производится монтаж конструкций.

В пояснительной записке указываются: общая характеристика конструкций, а также видов заводских и монтажных соединений, вес конструкций – общий и по отдельным группам (сварные и клепаные), весовые показатели на единицу площади объема.

Детализировочный чертеж включает в себя:

1. Графическое изображение отправочных марок в масштабе 1:10; 1:15; 1:20 со всеми размерами и указаниями, необходимыми для изготовления каждой детали, сборки отправочных элементов и их сварки или клепки.

2. Геометрическую схему (для решетчатых конструкций).

3. Спецификацию деталей для каждой отправочной марки с указанием марки стали.

4. Таблицу отправочных элементов, а также таблицу (спецификацию) заводских сварных швов или заклепок.

5. Примечания, касающиеся изготовления конструкций.

При разработке детализировочных чертежей следует стремиться к уменьшению числа типов отправочных элементов и деталей каждого элемента, а также к уменьшению числа применяемых сортов и профилей прокатной стали.

## Вопросы для самопроверки

1. Какова цель изучения дисциплины «Металлические конструкции»?
2. Какие основные задачи решаются при изучении дисциплины «Металлические конструкции»?
3. Что изучает наука о металлических конструкциях?
4. Перечислите основные принципы формообразования?
5. Какие методы расчета включает в себя теория сооружений?
6. Перечислите номенклатуру стержневых конструкций и приведите примеры.
7. Перечислите номенклатуру листовых конструкций.
8. Какие предъявляются требования к металлическим конструкциям?
9. Назовите достоинства и недостатки металлических конструкций.
10. Как определяется коэффициент легкости конструкций выполненных из различных материалов?
11. Какая ставится основная задача при проектировании металлических конструкций?
12. Основные этапы проектирования и состав документации.
13. Из каких частей состоит рабочий проект стальных конструкций?
14. Что входит в состав чертежей КМ?
15. Что входит в состав рабочих чертежей КМД?
16. Какой организацией разрабатываются чертежи КМ?
17. Какой организацией разрабатываются чертежи КМД?

## Практическое занятие 1

### ГЕОМЕТРИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ПЛОСКИХ СЕЧЕНИЙ (входной контроль)

**Пример 1.** Требуется определить ширину полки и сделать сравнительную оценку точных формул с приближенными, используемыми в дальнейшем при компоновке составных сечений элементов стальных конструкций. Определить осевой момент инерции, статический момент сечения, положение центра тяжести (рис. 1.9).

$$(h = h_w + 2 \cdot t_f; h_0 = h_w + t_f; t_f = (2 \div 3) \cdot t_w).$$

## Порядок расчета

1. Определение осевого момента инерции относительно оси  $x-x$  (см. рис. 1.9).

$$I_x = I_w + 2 \cdot I_f, \quad (1.1)$$

где  $I_w = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12}$  – осевой момент инерции стенки сечения.

2. Момент инерции пояса (полки)

$$I_f = \left[ \frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + A_f \cdot \left( \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] \quad (1.2)$$

Допустим, что известны следующие размеры составного сечения, показанного на рис. 1.9:  $b_f = b'_f = 300\text{мм}$ ;  $t_f = 24\text{мм}$ ;  $h_w = 1200\text{мм}$ ;  $t_w = 11\text{мм}$ .

Тогда, подставив в формулу (1.2) известные значения, получим

$$I_f = \left[ \frac{30,0 \cdot 2,4^3}{12} + 72 \cdot \left( \frac{122,4}{2} \right)^2 \right] = (34,56 + 269672) = 269706 \text{ см}^4.$$

Здесь собственный момент инерции пояса (полки) равен  $34,56 \text{ см}^4$ .

3. Сравнительная оценка собственного момента инерции пояса относительно полного момента инерции пояса, вычисленного по формуле (1.2)

$$\frac{34,56}{269706} = 0,000128 \text{ или } 0,0128 \text{ \%}.$$

Следовательно, в дальнейших расчетах в курсе металлических конструкций собственным моментом инерции поясов допускается пренебрегать ввиду малых значений.

4. Исключив из формулы (1.2) первое слагаемое, и подставив  $I_f$  в формулу (1.1), получим упрощенную формулу для определения требуемой площади поясов (полок) в дальнейших примерах расчета и в курсовом проектировании:

$$A_f^n = \frac{2 \cdot I_f}{h_0^2} \text{ или } A_f^n = \frac{2 \cdot (I_x - I_w)}{h_0^2}, \quad (1.3)$$

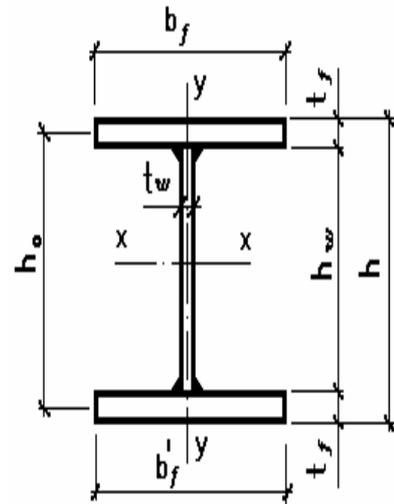


Рис. 1.9. Составное сечение главной балки

5. Определение ширины полки (пояса) составного сечения главной балки

$$b_f = \frac{A_f}{t_f}, \quad (1.4)$$

где  $t_f = (2 \div 3) \cdot t_w$  – толщина полки (пояса).

6. Определение статического момента отсеченной части

$$S_x^{omc.} = b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_0}{2}\right) + \left(\frac{h_w}{2}\right) \cdot t_w \cdot \frac{h_w}{4} = 6386 \text{см}^3,$$

где  $S_x^{omc.} = 30,0 \cdot 2,4 \cdot \left(\frac{122,4}{2}\right) + \left(\frac{120,0}{2}\right) \cdot 1,1 \cdot \frac{120,0}{4} = (4406,4 + 1980) = 6386 \text{см}^3$

7. Определение координаты центра тяжести составного сечения с одной осью симметрии.

С этой целью примем ширину нижнего пояса равным 180 мм ( $b'_f = 180 \text{мм}$ , рис. 1.9).

$$y_{c,x} = \frac{\sum_{i=1}^n S_{x,i}}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad (1.5)$$

Формула (1.5) в развернутом виде применительно к рассматриваемому примеру

$$y_{c,x} = \frac{b'_f \cdot t_f \cdot \frac{t_f}{2} + h_w \cdot t_w \cdot \left(\frac{h_w}{2} + t_f\right) + b_f \cdot t_f \cdot \left(h_w + t_f + \frac{t_f}{2}\right)}{b'_f \cdot t_f + h_w \cdot t_w + b_f \cdot t_f}. \quad (1.6)$$

Подставив в формулу (1.6) численные значения получим

$$y_{c,x} = \frac{18,0 \cdot 2,4 \cdot \frac{2,4}{2} + 120,0 \cdot 1,1 \cdot \left(\frac{120,0}{2} + 2,4\right) + 30,0 \cdot 2,4 \cdot \left(120,0 + 2,4 + \frac{2,4}{2}\right)}{18,0 \cdot 2,4 + 120,0 \cdot 1,1 + 30,0 \cdot 2,4} = 69,53 \text{см}$$

Показать на рис. 1.9 все необходимые оси и размеры сечения.

## **Практическое занятие 2**

### **СТРУКТУРА СТРОИТЕЛЬНЫХ НОРМ И ПРАВИЛ**

1. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия.
2. СНиП II-23-81\*. Стальные конструкции.

#### **2.1. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия**

При использовании [1, 2] следует учитывать утвержденные изменения строительных норм и правил и государственных стандартов, публикуемые в официальных документах и информационном указателе. В [1] входят: общие положения, классификация нагрузок и их сочетаний; правила определения нормативных значений веса конструкций и грунтов, нагрузок от оборудования, складироваемых материалов и изделий; интенсивности распределения нагрузок; правила определения нагрузок от мостовых и подвесных кранов; кратковременных нагрузок (снеговых, ветровых и гололедных), температурных климатических воздействий и прочих нагрузок. Пять приложений включает в себя [1], в том числе карты районирования территории СССР по климатическим характеристикам. Степень ответственности зданий и сооружений при проектировании конструкций учитывается в [1].

При изучении этого документа следует обратить особое внимание:

- на классификацию нагрузок, которые делятся на постоянные [1, п. 1.6] и временные (длительные и кратковременные) [1, пп. 1.7, 1.8];
- сочетания нагрузок [1, с. 2, 3];
- нормативные и расчетные нагрузки [1, с. 2 ÷ 17];
- коэффициенты надежности по нагрузке, по степени ответственности зданий и сооружений [1, с. 34].

#### **2.2. СНиП II-23-81\*. Стальные конструкции**

Эти санитарные нормы и правила разработаны в развитие СТ СЭВ 384-76 «Строительные конструкции и основания. Основные положения к расчету» и СТ СЭВ 3972-83 «Надежность строительных конструкций и оснований. Конструкции стальные. Основные положения к расчету».

Ознакомление с общими положениями [2, с. 3, 4]. Применяемые материалы для конструкций и соединений и их расчетные характеристики [2, с. 4 – 7].

При расчете конструкций и соединений следует учитывать:

- коэффициенты надежности по назначению  $\gamma_n$ , принимаемые согласно [1, с. 34];
- коэффициент надежности  $\gamma_u = 1,3$  для элементов конструкций, рассчитываемых на прочность с использованием расчетных сопротивлений  $R_u$ ;
- коэффициенты условий работы  $\gamma_c$  и коэффициенты условий работы соединения  $\gamma_b$  принимаемые по [2, табл. 6\* и 35\*], а также по [2, прил. 4\*].

В [2] приводятся правила определения расчетных длин и предельной гибкости элементов стальных конструкций; расчета элементов стальных конструкций на осевые силы и изгиб; проверки на устойчивость стенок и поясных листов изгибаемых и сжатых элементов; расчета элементов стальных конструкций на выносливость и прочность с учетом хрупкого разрушения; расчета листовых конструкций; общие требования по проектированию стальных конструкций.

В [2, прил. 9, а] даны указания по определению свойств металла по следующим показателям: химическому составу; пределу текучести и временному сопротивлению; ударной вязкости и микроструктуре с выявлением размера зерна.

## **ЛИТЕРАТУРА**

### **Основная**

1. СНиП II-23-81\*. Стальные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 96 с.
2. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с.
3. Беленя, Е.И. Металлические конструкции. Общий курс: учеб. для вузов/ Е.И. Беленя [и др.]; под общ. ред. Е.И. Беленя. – 6-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1986. – 560 с., ил.

### **Дополнительная**

4. Мандриков, А.П. Примеры расчета металлических конструкций: учеб. пособие для техникумов / А.П. Мандриков. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1991. – 431 с., ил.

## Учебный модуль 2

### ОСНОВЫ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Тема занятия	Цель занятия	Вид занятий	Кол-во часов
Материалы металлических конструкций	Познавательная,  обучающая,  воспитательная	Лекция	2
Термическая обработка, коррозия и сортамент стальных конструкций		Лекция	2
Работа строительных сталей		Лекция	2
Основы расчета элементов металлических конструкций		Лекция	2
Работа изгибаемых элементов		Лекция	2
Напряженно-деформированное состояние элементов, работающих на осевую силу		Лекция	2
Сварные соединения		Лекция	2
Расчет сварных швов в соединениях, работающих на осевую силу		Лекция	2
Конструирование и расчет сварных соединений		Практика	2
Расчет сварных швов в соединениях, работающих на изгиб		Лекция	2
Заклепочные и болтовые соединения	Лекция	2	

#### Лекция 2

### МАТЕРИАЛЫ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

1. Стали, применяемые в металлоконструкциях.
2. Структура малоуглеродистой стали.
3. Маркировка углеродистых и легированных сталей.

#### 2.1. Стали, применяемые в металлоконструкциях

Качество стали, применяемой при изготовлении металлических конструкций, определяются:

- механическими свойствами,
- свариваемостью,
- коррозионной стойкостью.

По механическим свойствам стали делятся на три группы:

- обычной прочности (малоуглеродистые с пределом текучести  $\sigma_T = 230$  МПа; и пределом прочности  $\sigma_B = 380$  МПа);
- повышенной прочности (при  $\sigma_T = 290 \div 400$  МПа,  $\sigma_B = 440 \div 520$  МПа);
- и высокой прочности (низколегированные и термически упрочнённые стали, у которых  $\sigma_T = 450 \div 750$  МПа и более,  $\sigma_B = 600 \div 850$  МПа и более).

Основные механические свойства:

- нормативное сопротивление статическому воздействию, временному сопротивлению  $\sigma_B$  ( $R_{tm}$ ) и пределу текучести  $\sigma_T$  ( $\sigma_{0,2}$  или  $R_{yn}$ ) при растяжении, сжатии, изгибе.
- сопротивление динамическим воздействиям и хрупкому разрушению (ударная вязкость при различных температурах);
- показатель пластичности, характеризуемый относительным удлинением;
- сопротивление расслоению (загиб в холодном состоянии, определяемый углом загиба).

Значения этих показателей устанавливаются стандартами. Кроме того, качество стали определяется её свариваемостью, гарантируемой соответствующим химическим составом и технологией производства.

При прокате происходят обжатие металла, размельчение зерен и различное их ориентирование вдоль и поперек проката, что сказывается на механических свойствах металла. На свойства металла влияют также температура прокатки и последующее остывание. По окончании прокатки при заниженной температуре металл наклепывается. Это приводит к повышению временного сопротивления и предела текучести, но снижает пластические свойства и ударную вязкость. При увеличении толщины проката механические свойства снижаются. Поэтому, при многообразии факторов, вполне естественно, что показатели прочности имеют определенное рассеивание. Представление об изменчивости показателей качества стали дают статистические кривые распределения (в процентах) различных ее характеристик. На рис. 2.1 приведены кривые распределения предела текучести, построенные по статистическим данным, и огибающая теоретическая кривая. При достаточно большом числе наблюдений и, пользуясь методами математической статистики, определяют вероятность появления того или иного значения механических свойств металла.

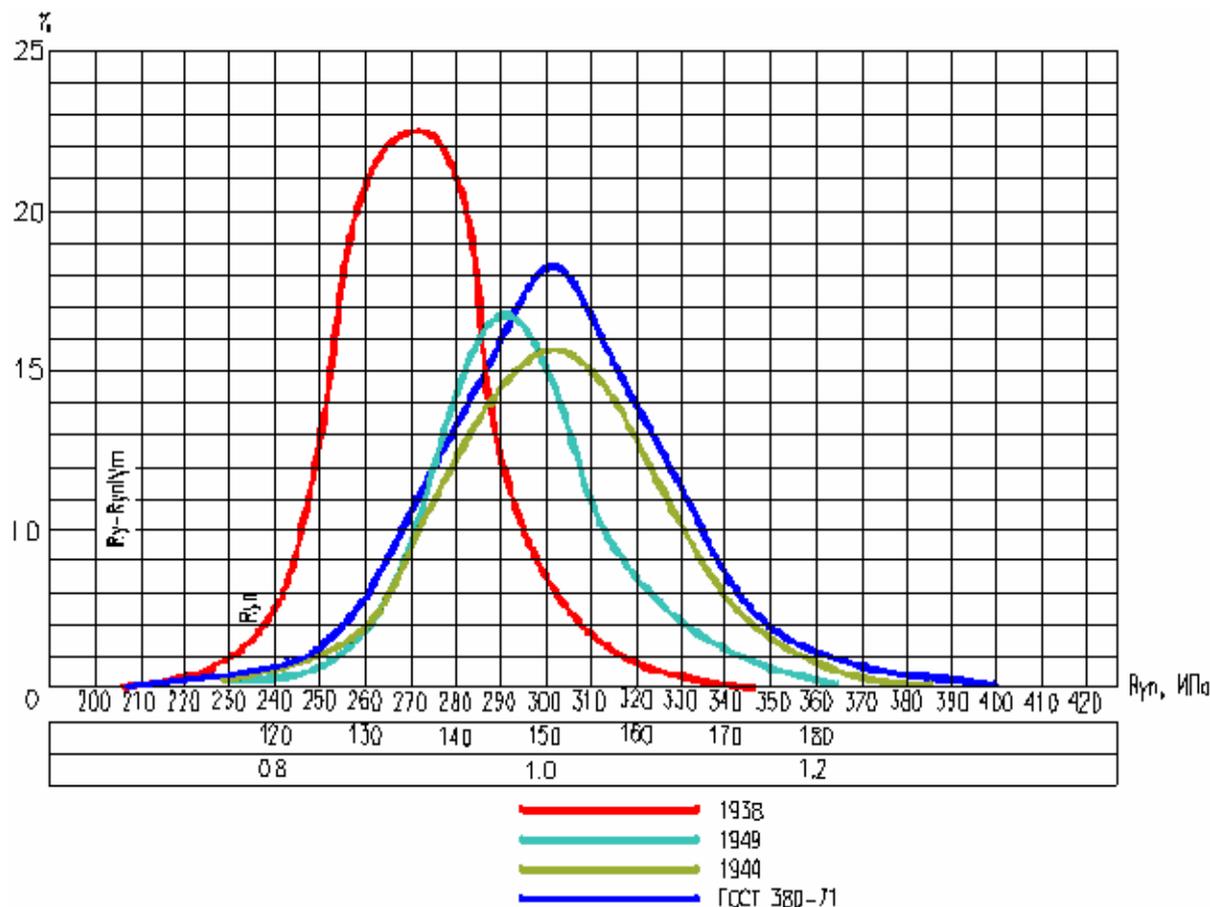


Рис. 2.1. Кривые распределения предела текучести

В [1] по показателям предела текучести ( $R_{yn}$ ) и временному сопротивлению ( $R_{ln}$ ), толщине и виду проката установлены марки сталей в соответствии со стандартами.

Механические свойства стали и её свариваемость зависят от химического состава, термической обработки и технологии прокатки.

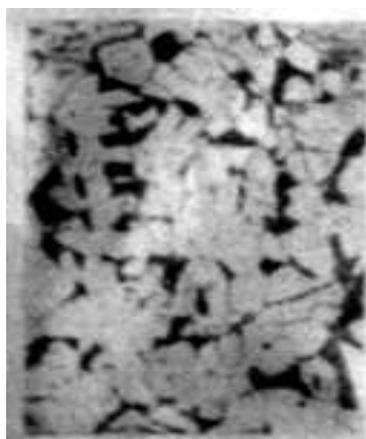


Рис. 2.2. Структура стали

Основу стали (рис. 2.2) составляет феррит (светлые зерна) и перлит (темные зерна). Феррит имеет малую прочность, высокую пластичность и в чистом виде в строительных конструкциях не применяется. Его прочность повышают добавками углерода (малоуглеродистые стали обычной прочности); легированием марганцем, ванадием, хромом, кремнием и другими элементами (низколегированные стали повышенной прочности); легированием и термоупрочнением (стали высокой прочности).

## 2.2. Структура малоуглеродистой стали

Структура малоуглеродистой стали, определяющая её механические свойства, зависит от температуры охлаждения (рис. 2.3).

Температура плавления чистого железа (рис. 2.3) 1535°C. При охлаждении (ниже 1535°C) в процессе кристаллизации образуется так называемое  $\delta$ -железо, имеющее кристаллическую решётку объёмно центрированного куба (ОЦК-решётку) (рис. 2.4, а).

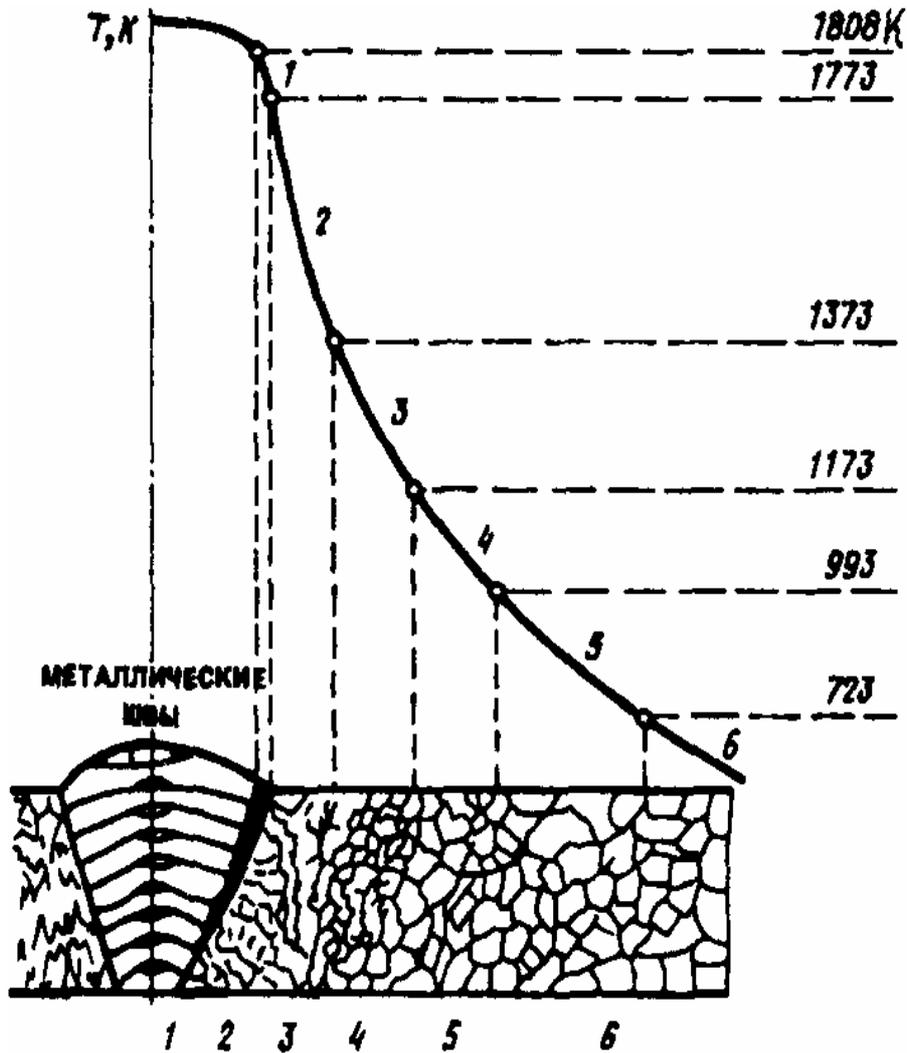


Рис. 2.3. Зона термического влияния сварного шва малоуглеродистой стали

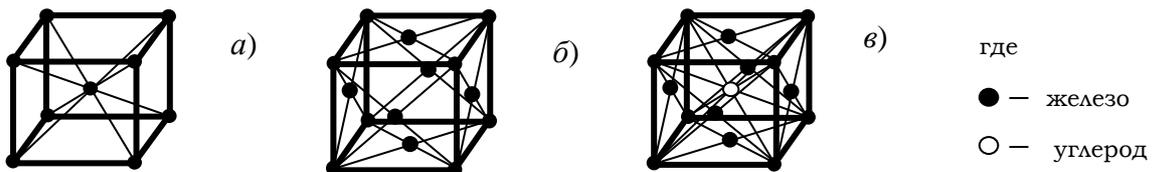


Рис. 2.4. Структурное превращение железа

При температуре 1400°С железо находится в твёрдом состоянии и в процессе охлаждения происходит новое превращение и из  $\delta$ -железа образуется  $\gamma$ -железо, обладающее гранецентрированной решёткой (ГЦК-решёткой) рис. 2.4, б.

При температуре 910°С кристаллы с ГЦК-решёткой вновь превращаются в объёмно центрированную (рис. 2.4, а), и это состояние сохраняется вплоть до комнатной и отрицательных температур. Последняя модификация железа называется  $\alpha$ -железом. При введении углерода в сталь температура плавления снижается.

Температура плавления железоуглеродистых сплавов зависит от содержания углерода. При остывании в  $\gamma$ -железе образуется твёрдый раствор, называемый аустенитом, в котором атомы углерода располагаются в центре ГЦК-решётки (рис. 2.4, в):

При температурах, лежащих ниже 910°С из аустенита начинают выделяться кристаллы твёрдого раствора углерода в  $\alpha$ -железе, называемые ферритом. По мере выделения феррита из аустенита, последний всё более обогащается углеродом и при температуре 723°С превращается в перлит, то есть смесь, состоящую из перемежающихся пластинок феррита и карбида железа  $Fe_3C$ , называемого цементитом. Таким образом, структура охлаждённой до комнатной температуры стали, состоит из двух фаз: феррита и цементита, которые образуют самостоятельные зёрна и входят в феррит в виде пластинок. Величина зёрен оказывает значительное влияние на механические свойства стали. Чем меньше зёрна, тем выше качество стали.

Структура низколегированной стали аналогична малоуглеродистой стали. Введение добавок упрочняет ферритовую основу и прослойки между зёрнами. Углерода в стали должно быть не более 0,22 %.

### 2.3. Маркировка углеродистых и легированных сталей

Из группы сталей малоуглеродистых сталей обыкновенного качества, производимых металлургической промышленностью по стандартам, для строительных металлоконструкций применяется сталь марок Ст 3 и Ст 3Гпс.

Сталь марки Ст 3 производится кипящей, полуспокойной и спокойной. Малоуглеродистые стали хорошо свариваются. В зависимости от назначения сталь поставляется по трем группам:

- А – по механическим свойствам;
- Б – по химическому составу;
- В – по механическим свойствам и химическому составу.

Сталь марки Ст 3 содержит углерода  $0,14 \div 0,22$  %, марганца в кипящей стали –  $0,3 \div 0,6$  %, в полуспокойной и спокойной –  $0,4 \div 0,65$  %, кремния в кипящей стали – до  $0,07$  %, в полуспокойной –  $0,05 \div 0,17$  %, в спокойной –  $0,12 \div 0,3$  %.

Кипящие стали (более дешёвые) качество ниже, чем у спокойных и применяются только во второстепенных конструкциях. Не применяются для конструкций, работающих на динамическую нагрузку, например, подкрановых балок.

#### **Пример маркировки легированных сталей:**

1) **10ХСНД**, где **10** это  $0,1$  % углерода; **Х**  $\approx 1$  % хрома; **С**  $\approx 1$  % кремния; **Н**  $\approx 1$  % никеля; **Д**  $\approx 1$  % меди;

2) **09Г2С**. Здесь **09** это  $0,09$  % углерода; **Г2**  $\approx 2$  % марганца; **С**  $\approx 1$  % кремния.

#### **Элементы, влияющие на качество стали**

Кремний (С). В малоуглеродистые стали добавляют до  $0,3$  %, а в низколегированные стали до  $1$  %. Кремний, так же как и углерод, увеличивает прочность стали, но ухудшает её свариваемость.

Алюминий (Ю) – входит в сталь в виде твёрдого раствора феррита, а так же в виде различных карбидов и нитридов. Хорошо раскисляет сталь, повышает ударную вязкость и нейтрализует вредное влияние фосфора.

Марганец (Г) – снижает вредное влияние серы. В малоуглеродистых сталях содержится до  $0,6$  %, а в легированных до  $1,5$  %. При содержании его более  $1,5$  % сталь становится хрупкой.

Медь (Д) – несколько повышает прочность и увеличивает её стойкость против коррозии. Избыточное содержание меди (более  $0,7$  %) способствует старению.

Повышение механических свойств низколегированной стали осуществляется присадкой металлов, вступающих в соединение с углеродом и образующих карбиды, а так же способных растворяться в феррите и замещать атомы железа. Такими легирующими элементами являются марганец, хром, вольфрам, ванадий, молибден, титан.

Прочность низколегированных сталей повышается с введением никеля, меди, кремния и алюминия, которые входят в сталь в виде твёрдых растворов (феррита).

### **Вредные примеси:**

Фосфор (P) – образует раствор с ферритом и повышает хрупкость стали, особенно при низких температурах (хладноломкость стали).

Сера (S) – делает сталь красноломкой вследствие образования легкоплавкого сернистого железа. Это вызывает появление трещин в стали при температурах  $800 \div 1000^{\circ}\text{C}$ .

Таким образом, содержание серы и фосфора стали ограничено. Например, для углеродистой стали серы должно быть не более 0,05 %, фосфора – до 0,04 %.

Вредное влияние на механические свойства оказывает насыщение газами, которые могут попасть из атмосферы в металл находящийся в расплавленном состоянии (кислород, азот, водород), повышая хрупкость. При сварке необходима защита от воздействия атмосферы. Изменение свойств может произойти также в результате термической обработки.

## **Лекция 3**

### **ТЕРМИЧЕСКАЯ ОБРАБОТКА, КОРРОЗИЯ И СОРТАМЕНТ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

1. Термическая обработка стали.
2. Коррозия стальных конструкций.
3. Понятие о сортаменте первичных элементов из сталей.

#### **3.1. Термическая обработка стали**

Целью термической обработки является искусственное изменение структуры сплава для улучшения его прочности, деформационных и упругих свойств. Такое изменение возможно, так как под влиянием температуры изменяется структура, величина зерна и растворимость компонентов сплавов.

Простейшим видом термической обработки является нормализация, заключающаяся в повторном нагреве проката до температуры образования аустенита. При этом происходит измельчение крупных зёрен феррита и образуется несколько зёрен аустенита.

Например, при остывании стали (от температуры  $880^{\circ}\text{C}$ ) в крупном зерне аустенита цементиты разбивают зерно на несколько зёрен феррита. Величина зерна зависит от условий кристаллизации. При нагревании, энергия накопленная во время пластической деформации освобождается и при температуре  $400^{\circ}\text{C}$  проявляется в виде интенсивного роста зёрен. Это явление называется *рекристаллизацией*. Точно так же при нагревании мо-

жет получить рост зерна и аустенит. Такое явление наблюдается при высоких температурах (более 900°C) и называется перегревом.

При остывании или при медленном охлаждении процесс происходит в обратном направлении, и сталь получает уравновешенную ферритно-перлитную структуру. Процесс медленного остывания после нагрева называется *отжигом*.

При отжиге восстанавливается не только нормальная структура, но и снимаются все внутренние напряжения, которые появляются при нагреве. Поэтому отжиг применяется весьма часто и является простейшим видом термообработки.

При быстром остывании материала, имеющего фазовое превращение, нагретого до температуры на 20 ÷ 40°C выше линии 723 ÷ 910°C, происходит закалка. Для проведения закалки необходимо, чтобы скорость остывания была выше скорости превращения фаз.

При быстром охлаждении углерода выделяется очень мало, и успевает произойти только первая часть фазового превращения, то есть замена пластин аустенита на решётку феррита. В результате получается структура феррита с включением в неё углерода, которая называется *мартенситом*. Такая структура очень прочная и упругая, но хрупкая и вредная для применения в металлоконструкциях.

При несколько замедленном остывании и более высоком отпуске, углерод выделяется в большом количестве, образуя цементит, однако, образование перлита не успевает произойти, и цементит сохраняется в мелком (дисперсном) виде. Получается весьма прочный, мелкозернистый и пластичный продукт называемый *троститом*.

Нагрев до температуры, при которой происходит желательное структурное превращение, выдержка при этой температуре в течение необходимого времени, а затем медленное охлаждение называется *отпуском*.

При более высокой температуре отпуска, но меньшей температуре образования перлита ( $\approx 700^\circ\text{C}$ ) и ещё более медленном остывании, выделившийся цементит начинает собираться в более крупные группы, а так же равномерно упрочняет феррит и даёт прочную и пластичную структуру называемую *сорбитом*.

Указанные структуры могут получиться и без отпуска в зависимости от интенсивности остывания. Интенсивность остывания подбирается по появлению мелкоперлитной фазы. В результате сталь получает весьма мелкозернистую структуру с равномерным распределением перлита, то есть получается материал аналогичный низколегированной стали, но значительно более дешёвый, с высокими механическими свойствами ( $\sigma_T = 30 \div 36 \text{ кг/мм}^2$ ;  $\sigma_B = 45 \div 50 \text{ кг/мм}^2$ ).

### 3.2. Коррозия стальных конструкций

Ниже приводятся основные виды коррозионных повреждений стальных и алюминиевых строительных конструкций с указанием характерных признаков, по которым устанавливают виды коррозии на стадии предварительной оценки технического состояния конструкции.

*Сплошная коррозия* характерна для стали, алюминия, цинковых и алюминиевых защитных покрытий в любых средах, в которых коррозионная стойкость данного материала или металла покрытия недостаточно высока. Этот вид коррозии характеризуется относительно равномерным по всей поверхности постепенным проникновением в глубь металла, то есть уменьшением толщины сечения элемента или толщины защитного металлического покрытия. После механического удаления продуктов коррозии до чистого металла поверхность конструкции оказывается шероховатой, но без очевидных язв, точек коррозии и трещин. Наиболее подверженными этому виду коррозии участками, как правило, являются узкие щели, зазоры, поверхности под головками болтов, гайками, другие участки скопления пыли и влаги.

*Коррозия пятнами* характерна для алюминия, алюминиевых и цинковых покрытий в средах, в которых их коррозионная стойкость близка к оптимальной и лишь случайные факторы могут вызвать местное нарушение состояния материала. Этот вид коррозии характеризуется небольшой глубиной проникновения коррозии. При его выявлении необходимо установить причины и источники временных местных повышений агрессивности среды за счет попадания на поверхность конструкции жидких сред (конденсата, атмосферной влаги при протечках и т.п.), локального накопления или отложения солей, пыли и т.д.

*Язвенная коррозия* характерна в основном для углеродистой и низколегированной стали (в меньшей степени – для алюминия, алюминиевых и цинковых покрытий) при эксплуатации конструкций в жидких средах и грунтах. Язвенная коррозия характеризуется появлением на поверхности конструкции отдельных или множественных повреждений, глубина и поперечные размеры которых (от долей миллиметра до нескольких миллиметров) соизмеримы. Язвенная коррозия листовых конструкции, а также элементов конструкций из тонкостенных труб и прямоугольных элементов замкнутого сечения со временем переходит в сквозную, с образованием отверстий в стенках толщиной до нескольких миллиметров. Язвы являются острыми концентраторами напряжений и могут оказаться инициаторами зарождения усталостных трещин и хрупких разрушений. Для оценки ско-

рости язвенной коррозии и прогнозирования ее развития в последующий период определяют средние скорости проникновения коррозии в наиболее глубоких язвах и количество язв на единицу поверхности. Эти данные в дальнейшем следует использовать при расчете несущей способности элементов конструкций.

*Точечная (питтинговая) коррозия* характерна для алюминиевых сплавов, в том числе анодированных, и нержавеющей стали. При обнаружении питтинговой коррозии необходимо выявить источники хлоридов-возбудителей процесса и возможности исключения их воздействия на металл.

Питтинговая коррозия представляет собой разрушение в виде отдельных мелких (не более  $1 \div 2$  мм в диаметре) и глубоких (глубина больше поперечных размеров) язв. О скорости проникновения коррозии судят по тем же характеристикам, что и при язвенной коррозии. Глубину наиболее крупных питтингов можно измерить индикаторами часового типа со щупами в виде тонких прочных иглолок, менее крупных питтингов – под оптическим микроскопом после отбора проб для лабораторного анализа.

*Межкристаллитная коррозия.* Характерна для нержавеющей стали и упрочненных алюминиевых сплавов, особенно на участках сварки, и характеризуется относительно равномерным распределением множественных трещин на больших участках поверхности конструкций. Глубина трещин обычно меньше, чем их размеры на поверхности. На каждом участке развития этого вида коррозии трещины практически одновременно зарождаются от многих источников, связь которых с внутренними или рабочими напряжениями не является обязательной. Под оптическим микроскопом на поперечных шлифах, изготавливаемых из отобранных проб, видно, что трещины распространяются только по границам зерен металла. Отдельные зерна и блоки могут выкрошиваться, в результате чего образуются язвы и поверхностное шелушение. Основной характеристикой межкристаллитной коррозии является средняя скорость проникновения коррозионных трещин в глубь металла, устанавливаемая в соответствии со стандартами.

*Коррозионное растрескивание* – вид квазихрупкого разрушения стали и высокопрочных алюминиевых сплавов при одновременном воздействии статических напряжений растяжения и агрессивных сред; характеризуется образованием единичных и множественных трещин, связанных с концентрацией основных рабочих и внутренних напряжений. Трещины могут распространяться между кристаллами или по телу зерен, но с большей скоростью в плоскости, нормальной к действующим напряжениям, чем в плоскости поверхности.

Углеродистая и низколегированная сталь обычной и повышенной прочности ( $\sigma_b > 600$  МПа) подвергается этому виду коррозии в ограниченном количестве сред: горячих растворах щелочей и нитратов, смесях СО-СО<sub>2</sub>-Н<sub>2</sub>-Н<sub>2</sub>О, жидком аммиаке и в средах, содержащих сероводород. Коррозионное растрескивание высокопрочной стали, например высокопрочных болтов, и высокопрочных алюминиевых сплавов может развиваться как в атмосферных условиях, так и в различных жидких средах.

При установлении факта повреждения конструкции коррозионным растрескиванием необходимо убедиться в отсутствии признаков других форм квазихрупкого разрушения (хладноломкости, усталости). Для этого к проведению обследования необходимо привлекать специалистов в области металловедения, проводить фрактографический анализ проб, в некоторых случаях – химический анализ материалов на содержание водорода. Разрушение отдельных элементов конструкций (высокопрочных болтов, канатов и т.п.) в результате коррозионного растрескивания обычно происходит внезапно. Лишь в листовых конструкциях возможно постепенное развитие трещин, за которыми можно вести наблюдение. Тогда о степени интенсивности коррозионного растрескивания судят по средней скорости роста наиболее длинных трещин.

*Коррозионная усталость* – вид квазихрупкого разрушения материалов при одновременном воздействии циклических напряжений и жидких агрессивных сред. Она характеризуется теми же внешними признаками, что и коррозионное растрескивание. Об интенсивности коррозионной усталости судят по количеству циклов, которое элементы конструкций могут выдерживать до зарождения трещин, или по скорости роста наиболее длинных трещин в листовых конструкциях.

*Расслаивающая коррозия* присуща алюминиевым сплавам и характеризуется разделением металла по границам зерен в плоскостях, параллельных плоскости горячей деформации (прокатки, прессования, экструзии и т.д.). Внутри металла по плоскостям разделения образуются продукты коррозии алюминия. Расслаивание одновременно распространяется из нескольких источников и может происходить в нескольких параллельных плоскостях. Как частный случай расслаивающей коррозии можно рассматривать и поверхностное шелушение, описанное выше.

*Контактная (гальваническая) коррозия* выражается в резком, чаще всего местном, увеличении глубины проникновения сплошной коррозии одного из двух разнородных металлов или сплавов, между которыми существует электрический контакт за счет механической связи и одновременного воздействия одной и той же электропроводной среды (электроли-

та) на оба металла или сплава. Зона распространения контактной коррозии определяется равномерностью распределения электролита на поверхности конструкций и его электропроводностью. При атмосферной коррозии сплошная пленка влаги (электролита) обычно очень тонка, не всегда равномерно распределяется по поверхности конструкций и, следовательно, характеризуется значительным электросопротивлением. В связи с этим протяженность зоны действия условий, способствующих протеканию контактной коррозии, составляет от десятых долей миллиметра до нескольких миллиметров от непосредственной границы контакта между разнородными металлами.

Зона контактной коррозии в сплошных электропроводных средах (природных и технических водах, грунтах и т.п.) может распространяться на расстоянии до нескольких десятков метров. В этом случае важнейшей характеристикой опасности контакта является соотношение площадей поверхности элементов из более благородного (катодного) металла или сплава и менее благородного (анодного). Чем больше отношение площади катода к площади анода, тем интенсивнее протекает разрушение элементов конструкций из менее благородного материала.

*Щелевая коррозия* в чистом виде присуща конструкциям из нержавеющей стали и других пассивирующихся материалов в агрессивных жидких средах, в которых материалы вне узких щелей и зазоров устойчивы благодаря пассивному состоянию, то есть вследствие образования на их поверхности защитной пленки. Из-за недостаточного доступа кислорода в узкие щели и зазоры пассивное состояние стали в них неустойчиво, металл в щелях становится анодным по отношению к металлу вне щелей и зазоров, и коррозия протекает подобно контактной.

*Коррозия в результате неравномерной аэрации* характерна для протяженных стальных конструкций, подвергающихся воздействию жидких сред или грунтов с высокой электропроводностью. Связана с неравномерным доступом кислорода к различным участкам поверхности конструкций, например вследствие различной плотности грунтов, экранирования части поверхности неметаллами, в частности, отслаивающимися полимерными покрытиями, и т.п. Анодными становятся участки, доступ кислорода к которым наиболее ограничен, а доступ электролита обеспечен. Коррозия на этих участках протекает подобно контактной.

*Коррозия, вызываемая токами от внешних источников*, присуща конструкциям, описанным в предыдущем абзаце. Однако движущей силой процесса является не неравномерная аэрация, а постоянные токи от посторонних источников, случайно попадающие в протяженные конструкции

вследствие отсутствия или неисправности электроизоляционных, заземляющих, электродренажных и тому подобных устройств. Примерами таких источников являются рельсовый транспорт (для подземных конструкций), сварочные агрегаты, гальванические ванны и т.п. Коррозии подвергаются те участки конструкций, с которых стекают положительные заряды. Коррозия протекает подобно контактной.

Металлографическую оценку видов коррозии следует производить по СТ СЭВ «Защита от коррозии. Металлы, сплавы, покрытия металлические. Металлографический метод оценки коррозионного разрушения».

### **3.3. Понятие о сортаменте первичных элементов из сталей**

Сортаментом профилей (изделий) называется перечень профилей (изделий) одного определённого вида с указанием их формы, размеров, массы единицы длины, геометрических характеристик, допускаемых отклонений по размерам и форме, а также условий поставки.

Сортаменты составляются обычно в порядке возрастания основных размеров профилей. В некоторых зарубежных сортаментах принято расположение профилей в порядке уменьшения этих величин. Сортаменты оформляются в виде государственных стандартов (ГОСТ) или технических условий (ТУ). В сортаментах профилей специального назначения форма, размеры, характеристики профилей и их общее количество определяются в соответствии с конкретными условиями их использования.

Весь металлопрокат по условиям применения разделяется на две группы: общего и специального назначения. К наиболее массовому относится металлопрокат общего назначения, широко используемый в различных областях промышленности и строительства при разнообразных силовых воздействиях: растяжении, сжатии, изгибе, внецентренном сжатии и растяжении. В эту группу металлопроката входят двутавры, швеллеры, зетовые, С-образные и корытные профили; тавры; уголки равнополочные и неравнополочные, трубы круглые, квадратные и прямоугольные; листовой, широкополосный универсальный и полосовой прокат; стальные канаты.

К металлопрокату специального назначения, используемому в стальных строительных конструкциях, относятся профили и изделия, форма и размеры которых определяются функциональным назначением и особенностями тех конструкций массового применения, где они используются. В эту группу входят: гофрированные профили (профилированные листы) для покрытий и стен, двутавровые балки для путей подвешного транспорта, профили для оконных и фонарных переплетов и для оконных панелей, крановые рельсы, рифленые листы, просечно-вытяжные листы.

Проблема оптимизации сортамента возникла давно. Так, например, в 1764 году впервые были предложены угловые, тавровые и зетовые профили, а в 1848 году во Франции был создан двутавровый профиль. Первый английский сортмент профилей просуществовал до 80-х годов XIX века, когда были разработаны стандарты с твёрдой градацией размеров, существующие до наших дней.

Прокат широкополочных двутавров был начат в США в 1908 году. После создания и освоения европейских, нормальных двутавровых балок в 1914 году была начата работа по улучшению сортамента и замене его новым. В 1957 году был принят европейский сортмент двутавровых балок с параллельными полками.

Профили строятся по принципу частотности использования.

С момента появления балки двутаврового типа был сделан существенный вклад в оптимизацию профилей проката.

Для балок, работающих на изгиб, наивыгоднейшей формой будет та, которая обеспечивает наибольший момент сопротивления при заданной площади. Другими словами, у такого профиля, заданной высотой должно быть наибольшее отношение  $\frac{W}{A}$ ; где  $W$  – момент сопротивления,  $A$  – площадь поперечного сечения.

Исследование этих отношений проводились главным образом в СССР и вылились в стройную теорию формообразования профилей, основанную на аналитических и технологических анализах. В области теории формообразования профилей известны работы В.М. Вахуркина, Б.Г. Ложкина, Я.А. Каплуна и других ученых.

Сокращенный сортмент приведен на с. 185 – 203 настоящего УМК.

### **Вопросы для самопроверки**

1. Какие предъявляются требования при изготовлении стали?
2. На какие три группы делятся стали по своим механическим свойствам?
3. Какие составляющие определяют основу стали?
4. С какой целью строится статистическая кривая распределения предела текучести?
5. Расшифруйте марку стали: 15ХСНД.
6. Как влияют, на качество стали ее легирующие добавки (кремний и марганец)?
7. Какой становится сталь при повышенном содержании фосфора?

8. Какой становится сталь при повышенном содержании серы?
9. Почему при сварке необходима защита от воздействия атмосферы?
10. Какова цель термической обработки стали?
11. Перечислите основные виды термической обработки.
12. Как влияет на механические свойства стали интенсивность ее остывания?
13. Перечислите основные коррозионные повреждения.
14. Что представляет собой питтинговая коррозия?
15. Как распространяются трещины межкристаллитной коррозии.
16. Что называется сортаментом?
17. Как составляется сортамент?

## Лекция 4

### РАБОТА СТРОИТЕЛЬНЫХ СТАЛЕЙ

1. Работа металла при однократном статическом растяжении и сжатии.
2. Основные показатели механических свойств стали.
3. Явление хрупкости в сталях.

#### 4.1. Работа металла при однократном статическом растяжении и сжатии

Сталь состоит из феррита и перлита (см. лекцию 2):

- прочность феррита  $25 \text{ кН/см}^2$ , относительное удлинение 50 %;
- цементитные прослойки феррита имеют прочность  $\sigma_{\text{в}} = 80 \div 100 \text{ кН/см}^2$ , относительное удлинение 1 %.

Ферритные прослойки имеют промежуточные значения между ферритными и цементитными прослойками.

Эти две составляющие (феррит и перлит) определяют работу стали под нагрузкой.

**Работа монокристалла железа.** В монокристалле легче сдвинуть одну часть кристалла по отношению к другой, чем оторвать. Этот факт установлен как теоретически, так и экспериментально, поэтому пластические деформации в зёрнах железа протекают путём сдвига.

Физиками в результате экспериментальных исследований установлено, что сдвиг происходит по плоскостям, наиболее густо усеянными атомами (рис. 2.5), то есть по направлению большей диагонали.

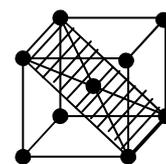


Рис. 2.5. Плоскость сдвига

Теоретическая прочность на сдвиг превосходит реальную в сотни и тысячи раз. Это противоречие объясняется локальным нарушением правильной структуры металла (кристалла), то есть существование идеальной решётки невозможно, так как происходит перемещение группы атомов внутри кристалла.

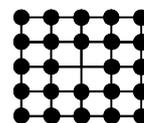
Это противоречие также объясняется наличием дефектов с точки зрения теории дислокации.

Граница между участком, в котором скольжение уже произошло и остальной частью кристалла называется линией дислокации.

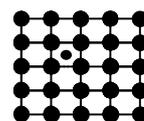
В теории дислокаций различают два основных вида дефектов кристаллической решётки, влияющих на прочность: точечные и линейные.

Ниже (рис. 2.6) показаны точечные дефекты: отсутствие атома в узелке решетки, межузельный дефект, наличие внедрённого инородного атома в узле кристаллической решётки.

1. Отсутствие атома в узле называется вакансией.



2. Межузельный дефект (внедрённый атом, может быть другого вещества)



3. Наличие внедрённого инородного атома в узле кристаллической решётки.

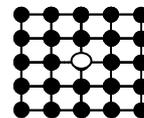


Рис. 2.6. Дефекты кристаллической решётки

К линейным дефектам относятся: краевые и винтовые. В окрестностях линии дислокации создаются поля внутренних, упругих напряжений.

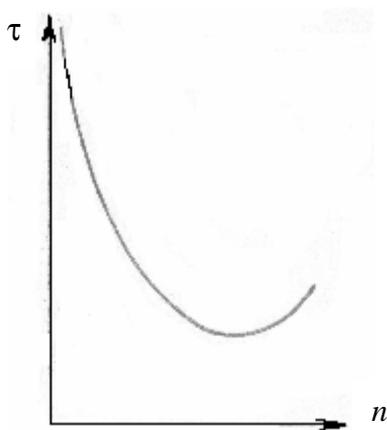


Рис. 2.7. Связь напряжений сдвига и числа дислокаций

При определённом напряжении начинается массовое движение дислокаций, что соответствует пределу текучести.

С увеличением числа дислокаций прочность монокристалла уменьшается до определённого минимума а при дальнейшем увеличении числа дислокаций прочность вновь возрастает, то есть происходит упрочнение. При этом избыточные дислокации препятствуют сдвигу. Связь между напряжением сдвига и числом дислокаций показана на рис. 2.7.

## 4.2. Основные показатели механических свойств стали

Пластическое течение поликристалла железа происходит под воздействием касательных напряжений, путём сдвига по отдельным зёрнам кристалла. Хаотичное ориентирование громадного количества зёрен приводит к тому, что в упругой стадии такой материал работает как изотропный. При переходе в пластическое состояние при хаотичном расположении зёрен всегда находятся плоскости, по которым действует наибольшее касательное напряжение и большинство зёрен расположенных благоприятно для сдвига.

На плоскости интенсивного пластического течения поверхности изделий (образцов) видны линии текучести, называемые линиями Чернова-Людерса.

Большое препятствие образованию сдвигов в зёрнах феррита создают более прочные зёрна перлита. Поэтому прочность стали значительно выше прочности железа (рис. 2.8).

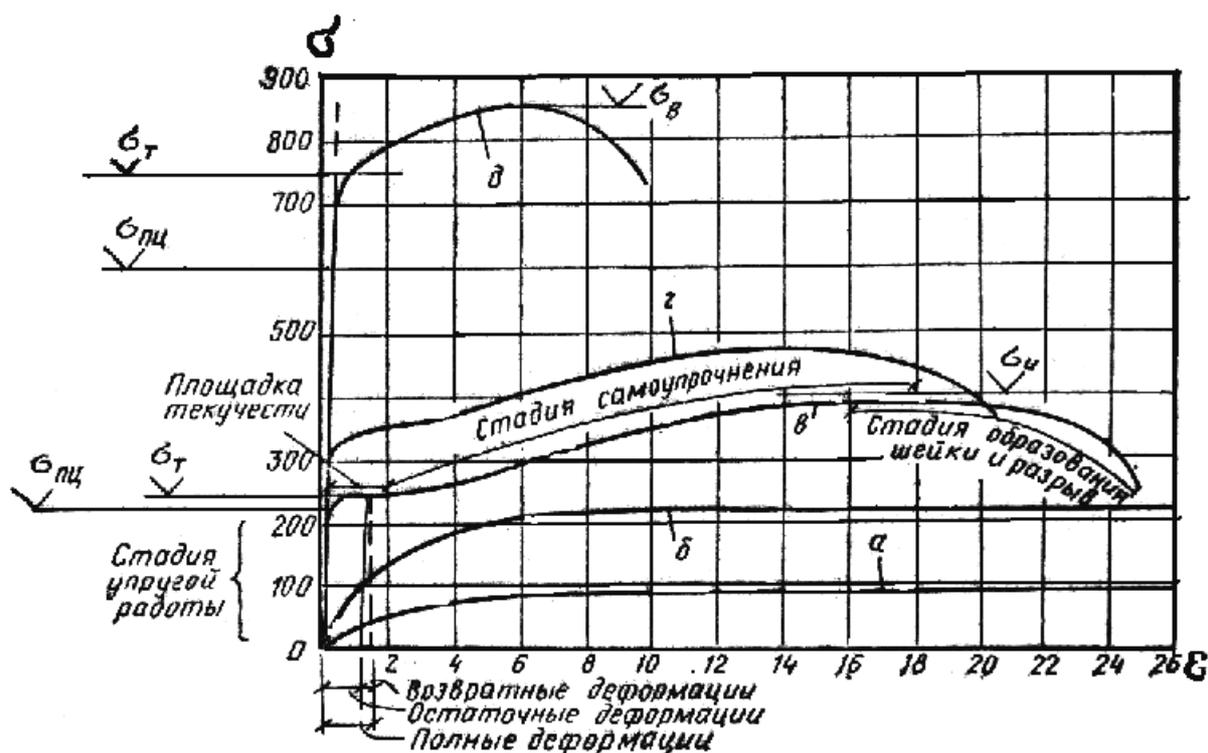


Рис. 2.8. Работа стали при растяжении (диаграмма растяжения):

$\sigma_B$  – предел прочности;  $\sigma_T$  – предел текучести

**Работа стали при концентрации напряжений.** В местах искажения сечения и отверстий, выточек, надрезов, утолщений происходит искривление линий силового потока и его сгущения около препятствия, что

приводит к повышению напряжения в этих местах (рис. 2.9). Отношение максимального напряжения к номинальному характеризуется коэффициентом концентрации напряжений  $K_\sigma = \sigma_{\max} / \sigma_0$ . Для выточек или отверстий  $K_\sigma = 2 \div 3$ ; для надрезов  $K_\sigma = 6 \div 9$ .

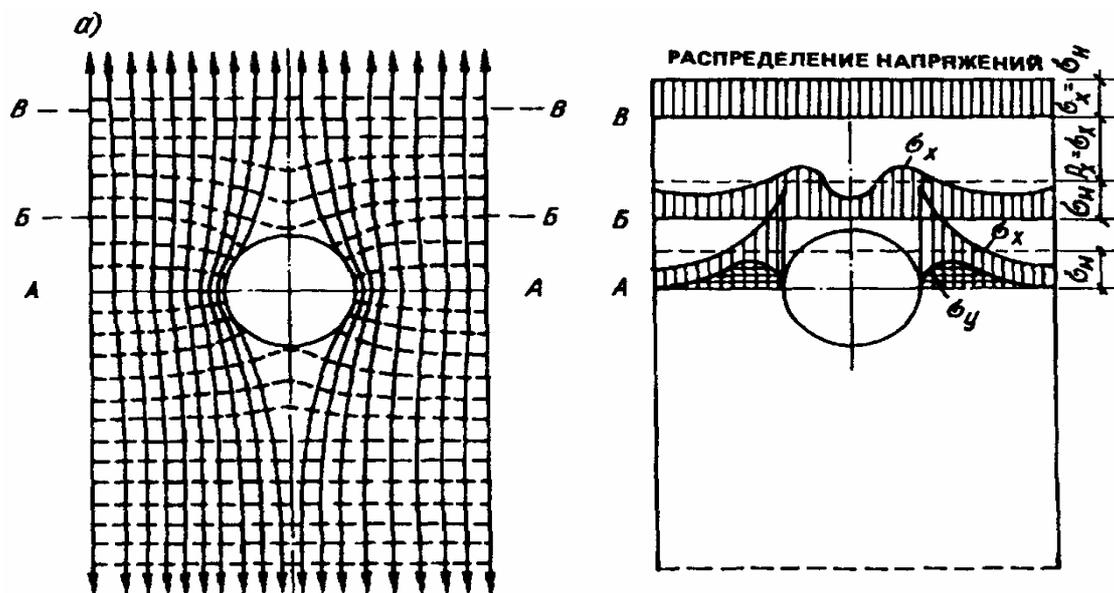


Рис. 2.9. Траектории и концентрация напряжений при наличии отверстия

Напряженное состояние изделия при наличии концентрации напряжений очень сложное. Однако по характеру работы металла в изделии можно установить две основные зоны: зона резкого перепада напряжений и зона с распределением напряжений, близких к равномерному.

### 4.3. Явление хрупкости в сталях

**Ударная вязкость.** Испытания на ударную вязкость проводят на маятниковом копре, образцы сечением  $10 \times 10$  мм, длина 60 мм. Склонность металла к хрупкому разрушению и чувствительности к концентрации напряжений проверяется испытанием на ударную вязкость. Ударная вязкость измеряется удельной работой, затрачиваемой на разрушение образца.

В надрезанном образце (рис. 2.10) напряжения распределяются неравномерно, с пиком у корня надреза. Ударное действие на образец увеличивает возможность перехода металла образца в хрупкое состояние. Температура, при которой происходит спад ударной вязкости (ниже  $30 \text{ Дж/см}^2$ ), принимается за порог хладноломкости. Браковочное значение ударной вязкости устанавливается стандартом.

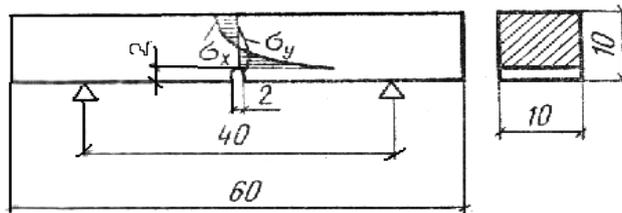


Рис. 2.10. Образец для испытания на ударную вязкость

Работа стали при повторных нагрузках. Например, стальная подкрановая балка за смену испытывает несколько циклов нагрузки от работы крана. При работе материала в упругой стадии повторное нагружение не отражается на работе материала, так как упругие деформации возвратимы.

При работе материала в упругопластической стадии повторная нагрузка ведёт к увеличению пластических деформаций. При достаточно большом перерыве упругие свойства материала восстанавливаются и достигают пределов предыдущего цикла. При этом упругие свойства материала повышаются. Это повышение упругих свойств называется наклёпом.

Наклёп связан со старением и искажением атомной решётки кристаллов с закреплением её в новом деформированном состоянии. При этом металл становится жёстким в результате уменьшения полных остаточных деформаций. При многократном непрерывном нагружении возникает явление усталости металла, выражающееся в снижении его прочности.

С увеличением числа нагружений у стали прочность снижается (рис. 2.11), приближаясь к некоторой величине  $\sigma_{вб}$ , при котором разрушение не происходит. Эта величина называется *пределом усталостной прочности* или *выносливостью* (примерно 10 млн циклов нагрузки). При величине 2 млн циклов усталостная прочность мало отличается от ее предела, поэтому испытания на выносливость применительно к стальным конструкциям проводятся на базе  $2 \times 10^6$  циклов.

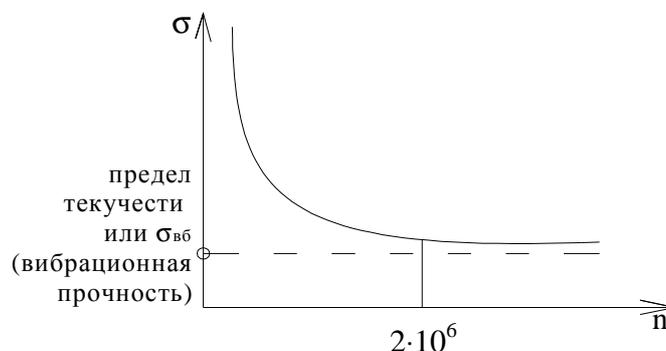


Рис. 2.11. Зависимость между числом нагружений и разрушающим напряжением для стали

Помимо числа циклов, усталостная прочность зависит от вида нагружения, который характеризуется коэффициентом асимметрии  $\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$  (рис. 2.12).

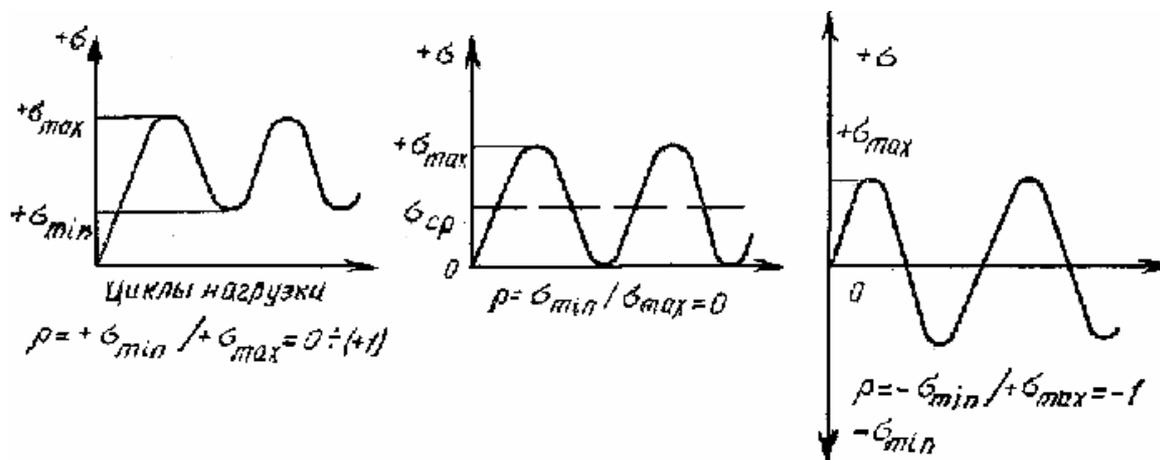


Рис. 2.12. Характеристики асимметрии напряжений

На вибрационную прочность влияют концентраторы напряжений. Повысить сопротивление усталостному разрушению конструкций можно рядом мероприятий:

- при отсутствии или незначительной концентрации напряжений в конструкции возможна замена малоуглеродистой стали сталью повышенной прочности;
- в конструкции со значительной концентрацией напряжений необходимо сглаживание силового потока, предварительная вытяжка конструкций (например, обкатка подкрановых балок с допустимой нагрузкой), создание напряжений сжатия на поверхности металла (например, дробеструйная обработка), зачистка поверхности сварных швов.

**Старение стали.** При температурах ниже температуры образования феррита растворимость углерода ничтожна. При благоприятных обстоятельствах углерод выделяется и располагается между зёрнами феррита, а также группируется у различных дефектов кристаллической решетки.

При выделении он образует цементит, который в твёрдой среде феррита располагается между зёрнами, укрепляя прослойки между ними. Укреплённые прослойки повышают предел прочности и предел текучести, а так же уменьшают пластичность и ударную вязкость.

Наряду с углеродом выделяются азот и карбиды других элементов, которые производят аналогичное действие (перестройку структуры, изменение прочности и пластичности).

Рассматриваемое явление называется *старением* стали, так как выделение компонентов (углерод, азот и др.) и изменение прочности происходят в течение достаточно длительного времени. Выделению компонентов способствует механическое воздействие (колебания и пластические деформации, которые приводят к изменению формы зёрен). Это явление называется *механическим старением*. Изменение температуры, влияющее на растворимость компонентов и их выделение, приводит к *физико-химическому* или *дисперсионному старению*.

Невысоким нагревом (до  $150 \div 200^\circ\text{C}$ ) можно резко усилить процесс старения. Такой процесс называется *искусственным старением*. От совместного действия обеих причин интенсивность старения повышается.

Наибольшему старению подвержены кипящие стали, особенно крупнозернистые и весьма часто, загрязнённые посторонними примесями.

Поскольку старение понижает сопротивление динамическим воздействиям и хрупкому разрушению, оно рассматривается как явление отрицательное.

### Вопросы для самопроверки

1. По какой плоскости происходит сдвиг в монокристалле железа?
2. Что называется линией дислокации?
3. Перечислите дефекты кристаллической решетки.
4. Какая существует связь между напряжениями и числом дислокаций?
5. Как определяется коэффициент концентрации напряжений?
6. Дать понятие ударной вязкости.
7. Что такое порог хладноломкости?
8. Когда наступает явление наклепа?
9. Каким коэффициентом характеризуется усталостная прочность?
10. Какие выполняются мероприятия с целью повышения усталостной прочности?
11. Что называется однозначным, асимметричным циклом (приведите примеры)?
12. Какое явление называется механическим старением?
13. Какой процесс называется искусственным старением?
14. Какие стали наиболее подвержены старению?
15. Каково влияние старения на механические свойства стали?

## Лекция 5

### ОСНОВЫ РАСЧЕТА ЭЛЕМЕНТОВ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

1. Метод расчета конструкций по предельным состояниям.
2. Классификация нормативных и расчетных нагрузок.
3. Коэффициенты надежности (по нагрузке, по материалу, по назначению и ответственности сооружения, условий работы).

#### 5.1. Метод расчета конструкций по предельным состояниям

Сооружения из стальных конструкций, спроектированные и построенные до 1955 года, рассчитывались по методу допускаемых напряжений с существенными запасами прочности. В настоящее время при реконструкции зданий и сооружений возникает необходимость в установлении связи двух методик расчета и определения критерия запаса прочности для оценки остаточного ресурса.

При расчете по первой группе предельных состояний должно удовлетворяться условие работоспособности конструкции

$$N \leq \Phi, \quad (2.1)$$

где  $N = f(N_i^n, \gamma_f, \gamma_n, \psi)$  – усилие, действующее в рассчитываемом элементе конструкции (функция нагрузок и других воздействий) или расчетная нагрузка, определяемая суммированием при наиболее неблагоприятном сочетании нормативных нагрузок, умноженных на соответствующие коэффициенты надежности, а при учете нескольких временных нагрузок с учетом коэффициента сочетаний;

$\Phi = f(R_{un,yn}, \gamma_c, \gamma_m, S)$  – предельное усилие, которое может воспринять, рассчитываемый элемент (функция физико-механических свойств материала, условий работы и размеров элементов).

Расчетное сопротивление металла по пределу текучести, вводимое в расчетные формулы, получают делением минимального нормативного сопротивления (минимального предела текучести) на коэффициент надежности по материалу  $\gamma_m$ . В некоторых случаях учитывают коэффициенты условий работы  $\gamma_c$  и надежности по назначению  $\gamma_n$ , принимаемый согласно [6] в зависимости от степени ответственности зданий и сооружений.

В соответствии с изложенным условие (2.1) приобретает вид

$$N = \sum_{i=1}^n N_i^n \cdot \gamma_{fi} \cdot \psi_c \leq S \cdot R_{yn} \cdot \gamma_c / \gamma_m \cdot \gamma_n = S \cdot R_y \cdot \gamma_c / \gamma_n. \quad (2.2)$$

Разделив неравенство (2.2) на геометрический фактор  $S$ , получим

$$\sum_{i=1}^n \sigma_i^n \gamma_{fi} \Psi_c = R_{yn} \gamma_c / \gamma_m \gamma_n, \quad (2.3)$$

где  $R_{yn}$  – нормативный предел текучести;

$\sigma_i^n$  – напряжение от нормативной нагрузки.

Выделив в выражении  $\sum_{i=1}^n \sigma_i^n \gamma_{fi} \Psi_c$  напряжение от какой-либо преобладающей (например, наибольшей полезной) нагрузки, в развернутом виде получим

$$\begin{aligned} \sum_{i=1}^n \sigma_i^n \gamma_{fi} \cdot \Psi_c = \sigma_1^n (\gamma_{f1} \cdot \Psi_c + \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \gamma_{f2} \Psi_c + \\ + \frac{\sigma_3}{\sigma_1} \gamma_{f3} \cdot \Psi_c + \dots + \frac{\sigma_n}{\sigma_1} \gamma_{fn} \cdot \Psi_c) \leq R_{yn} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_m \gamma_n}. \end{aligned} \quad (2.4)$$

Откуда, назвав выражение в скобках приведенным коэффициентом надежности по нагрузке  $\gamma_f$ , найдем

$$\sigma_1^n \gamma_f \leq R_{yn} \gamma_c / \gamma_m \gamma_n, \quad (2.5)$$

или

$$\sigma_1^n \frac{\gamma_f \gamma_m \gamma_n}{\gamma_c} \leq R_{yn}, \quad (2.5a)$$

где  $\frac{\gamma_f \gamma_m \gamma_n}{\gamma_c}$  – коэффициент запаса  $K$  для напряжений  $\sigma_1^n$  по отношению к нормативному пределу текучести  $R_{yn}$ .

Таким образом, этот коэффициент имеет различные значения не только для разных элементов конструкций, но и для разных нагрузок.

Если принять одинаковые коэффициенты надежности по нагрузке, равными  $\gamma_f$ , то можно записать

$$\gamma_f \sum_{i=1}^n \sigma_i^n \leq R_{yn} \gamma_c / \gamma_m \gamma_n. \quad (2.6)$$

Величина  $\frac{\gamma_f \gamma_m \gamma_n}{\gamma_c} = K$  представляет собой общий, одинаковый для

всех нагрузок коэффициент запаса. Частное от деления нормативного предела текучести на общий коэффициент запаса называется допускаемым напряжением  $[\sigma]$ .

Следовательно,

$$\sigma = \frac{R_{yn} \gamma_c}{\gamma_m \gamma_n \gamma_f} = \frac{R_{yn}}{K} = [\sigma]. \quad (2.7)$$

Таким образом, метод расчета по допускаемым напряжениям есть частный случай метода расчета по предельному состоянию, когда все коэффициенты надежности по нагрузке  $\gamma_f$  принимаются одинаковые. В данной трактовке допускаемое напряжение является одинаковым для всех рассчитываемых элементов, имеющих одинаковый коэффициент условий работы  $\gamma_c$  и коэффициент надежности  $\gamma_n$ .

Обычно в методике расчета по допускаемым напряжениям некоторые коэффициенты условий работы (например, коэффициент продольного изгиба  $\varphi$ ) также пишутся в явной форме, и под допускаемым напряжением понимается

$$[\sigma] = \frac{R_{yn}}{K} = \frac{R_{yn}}{\gamma_m \cdot \gamma_f}.$$

Тогда допускаемое напряжение будет одинаковым для всех элементов конструкции, и формула расчета примет вид

$$\sum_{i=1}^n N_i^n \leq S \cdot [\sigma] \cdot \gamma_c / \gamma_n. \quad (2.8)$$

Сравнивая формулу (2.8) с (2.2), видим, что она отличается только тем, что коэффициенты надежности по нагрузке  $\gamma_f$  и коэффициенты сочетаний  $\Psi_c$  приняты равными единице, а вместо расчетного сопротивления стали по пределу текучести  $R_y$  принимается допускаемое напряжение  $[\sigma]$ .

Отсюда следует, что приемы расчета по первому предельному состоянию и по допускаемым напряжениям одинаковы. При расчете по предельному состоянию следует принимать свои коэффициенты надежности по нагрузке, а за предельное напряжение – расчетное сопротивление материала по пределу текучести  $R_y$  вместо допускаемого напряжения  $[\sigma]$ .

Итак, в методе расчета по первой группе предельных состояний общий и неизменный для всех нагрузок коэффициент запаса заменяется четырьмя коэффициентами ( $\gamma_f, \gamma_m, \gamma_n, \gamma_c$ ), которые в своих сочетаниях дают различные значения переменного коэффициента запаса прочности.

Метод расчета по допускаемым напряжениям не учитывает того обстоятельства, что каждой нагрузке соответствует свой коэффициент надеж-

ности по нагрузке, и что безопасность работы конструкции зависит не только от значений нагрузок, но и от их сочетаний и возможных изменений.

Метод расчета по предельным состояниям учитывает указанные обстоятельства, близок к фактической работе сооружения, но требует введения дополнительных частных коэффициентов при оценке работоспособности стальных конструкций в процессе их длительной эксплуатации, при реконструкции и т.д.

## 5.2. Классификация нормативных и расчетных нагрузок

При расчете конструкций нормативные и расчетные нагрузки принимаются по [6, 7].

В зависимости от продолжительности действия нагрузок следует различать *постоянные* и *временные (длительные, кратковременные, особые)* нагрузки.

**К постоянным нагрузкам** следует относить:

- собственный вес частей конструкций и сооружений;
- вес и давление грунтов (насыпей, засыпок), горное давление;
- сохраняющиеся в конструкции или основании усилия от предварительного напряжения;
- воздействие от предварительного напряжения.

**Временные нагрузки. К длительным нагрузкам** следует относить:

- длительные и кратковременные;
- вес временных перегородок, подливок и подбетонок под оборудование;
- вес стационарного оборудования;
- давление газов, жидкостей и сыпучих тел, избыточное давление и разрежение воздуха;
- нагрузки на перекрытия складированных материалов;
- температурные технологические воздействия от технологического оборудования;
- вес отложения производственной пыли;
- нагрузки от людей, животных, оборудования на перекрытия и т.д.

**К кратковременным нагрузкам** следует относить:

- нагрузки от оборудования, возникающие в пускоостановочном, переходном и испытательном режимах;
- вес людей, ремонтных материалов в зонах обслуживания и ремонта оборудования;
- нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования;
- снеговые нагрузки;

- ветровые нагрузки;
- гололедные нагрузки.

**К особым нагрузкам относятся:**

- сейсмические воздействия;
- взрывные воздействия;
- нагрузки, вызываемые резкими нарушениями технологического процесса, временной неисправностью или поломкой оборудования;
- воздействия, обусловленные деформациями основания, сопровождающиеся коренным изменением структуры грунта (при замачивании просядочных грунтов) или оседанием его в районе горных выработок и в карстовых грунтах.

Расчетные нагрузки получаются умножением нормативной нагрузки на соответствующий этой нагрузке коэффициент надежности по нагрузке.

### **5.3. Коэффициенты надежности**

**Краткие сведения об основных показателях надежности.** Теория надежности изучает процессы возникновения отказов объектов и способы борьбы с этими отказами. Надежностью называется свойство объекта выполнять заданные функции, сохраняя во времени значения установленных эксплуатационных показателей в заданных пределах, соответствующих заданным режимам и условиям использования, технического обслуживания, ремонтов, хранения и транспортирования. Под объектом понимается конструктивная форма стальных конструкций, включающая стержневые конструкции и листовые. Стержневые конструкции включают в себя каркасы зданий, эстакады, мачты, башни, краны, путепроводы, мосты, опоры высоковольтных линий электропередач и т.п. К листовым конструкциям относятся кожухи доменных печей, бункера, силосы, резервуары, газгольдеры, трубопроводы больших диаметров (более 600 мм) и т.д.

В теории надежности для удобства решения задач различают системы и элементы. Под системой понимается совокупность совместно действующих элементов с определенными связями, предназначенной для выполнения определенных функций. Например, рама однопролетного, одноэтажного здания может рассматриваться как система, состоящая из основных элементов стоек (колонн) и ригелей. Резервуар, рассматриваемый как система, состоит из конструктивных элементов корпуса, днища и крыши. Термин «элемент» применяется для составной части системы и не предназначается для самостоятельного практического применения, но должен выполнять определенные функции в системе. Становится очевидным, что

ни корпус, ни днище, ни крыша в системе резервуара самостоятельно не используется. Однако, как составные элементы объекта (системы), могут находиться в двух состояниях: работоспособном и неработоспособном. *Работоспособностью* называется состояние объекта, при котором он способен выполнять заданные функции с параметрами, установленными требованиями технической документации.

Техническое состояние конструкции, при котором она удовлетворяет требованиям обеспечения производственного процесса и правилам техники безопасности, хотя и может не соответствовать некоторым требованиям действующих норм или проектной документации называется работоспособным состоянием.

Для правильной оценки надежности необходимо четко сформулировать определение неработоспособного состояния. *Неработоспособным (аварийным) состоянием* называется техническое состояние конструкций имеющей дефекты или повреждения, свидетельствующие о потере несущей способности, ведущей к прекращению производственного процесса и (или) нарушению правил техники безопасности, а при неприятии мер – к обрушению.

Событие, заключающееся в нарушении работоспособности, называется *отказом*.

Событие, состоящее в переходе из основного работоспособного состояния во второстепенное называют *повреждением* (второстепенным отказом, дефектом). Техническое состояние конструкции, имеющей дефекты и повреждения, при которых функционирование возможно лишь при соблюдении специальных мер (контроля) за состоянием конструкций и параметрами производственного процесса (интенсивности, грузоподъемности и т.п.), уменьшения нагрузок и воздействий соответствует *ограниченному работоспособному состоянию*.

По характеру возникновения принято различать *отказы внезапные*, состоящие в резком, практически мгновенном изменении определяющего параметра, и *отказы постепенные*, происходящие за счет медленного, постепенного изменения этого параметра. Определяющим называют такой параметр, который характеризует основные свойства объекта. Часто бывают случаи, когда мы не можем наблюдать постепенные изменения этого параметра, и отказ приходится считать внезапным. Постепенные отказы стальных конструкций происходят, как правило, в процессе их длительной эксплуатации. Внезапные – по причинам отступления от проекта, нарушения технологии монтажа, перегрузки конструкции и другим причинам.

В общей проблеме надежности стальных конструкций существенную роль играют правила их расчета, представленные строительными нормами

и правилами. Этими правилами [1] определяется ожидаемый уровень надежности, который прямо связан с расходом материалов, а, следовательно, и со стоимостью конструкции.

Увеличение надежности конструкций всегда ведет к увеличению их стоимости. Поэтому требование повышения надежности не может быть единственно определяющим при проектировании конструкций. Оно должно быть дополнено либо ограничениями на расход материалов, трудозатраты и отпускаемые средства, либо просто требованием их максимально возможного снижения. Тогда возникают два противоречивых требования.

С одной стороны, увеличение надежности ведет к увеличению единовременных затрат на строительство объекта, с другой, – к снижению расходов, связанных с ремонтом конструкций (здесь имеются в виду такие ремонты, частота, продолжительность и стоимость которых зависит от уровня надежности конструкций). В эти расходы, естественно, включаются потери прибыли, вызванные перерывом в функционировании объекта.

Кроме того, необходимо учесть и возрастающую по мере снижения надежности конструкций угрозу для жизни людей, для исторических и художественных ценностей и другие факторы, не поддающиеся экономической оценке. Все расходы, опасности и неудобства объединены в одно понятие – *последствия отказов*, понимая под отказом всякое явление, приводящее к тому или иному ущербу (материальному, моральному, социальному и т.д.).

Таким образом, задача выбора уровня надежности сводится к некоторому разумному сбалансированию единовременных затрат, увеличивающихся с увеличением надежности и последствий отказов и уменьшающихся с ее возрастанием. Эта многокритериальная оптимизационная задача, весьма сложная даже при учете лишь экономических факторов, еще более осложняется тем, что до сих пор не найден приемлемый практический способ сопоставления экономических затрат с общественным ущербом, вызываемым угрозой для человеческой жизни. Над решением ее работают специалисты многих стран. Хотя решение ее еще не получено, сама постановка задачи позволяет подойти к нормированию правил обеспечения надежности стальных конструкций более обоснованно, получив при этом ощутимый экономический эффект.

Приведенная постановка задачи подводит к выводу о необходимости включения в нормы проектирования различных правил назначения уровня надежности для объектов с различной ответственностью. Некоторое время считалось, что учесть ответственность сооружения при его проектировании можно лишь перейдя на так называемый вероятностно-экономический

метод расчета стальных конструкций, причем этот метод противопоставлялся принятому сейчас методу предельных состояний. Однако в последнее время многие специалисты в области теории надежности стальных конструкций приходят к выводу, что учитывать ответственность объекта при выборе его надежности можно в рамках метода предельных состояний, имеющего две характерные особенности.

Первая особенность состоит в том, что из всего множества возможных состояний конструкции выбираются лишь предельные, то есть, при достижении которых конструкция перестает удовлетворять заданным эксплуатационным требованиям. Для этих состояний записываются условия их недостижимости.

Второй особенностью является то, что все исходные величины, случайные по своей природе, представляются в нормах некоторыми детерминированными нормативными значениями, а влияние их изменчивости на надежность конструкции учитывается коэффициентами надежности. Каждый из этих коэффициентов учитывает изменчивость лишь одной исходной величины, то есть, если надежность конструкции представить как функцию многих исходных величин, то каждый коэффициент надежности будет зависеть от частной производной этой функции по соответствующей переменной. Поэтому эти коэффициенты называют частными коэффициентами надежности.

Название «метод предельных состояний» за многие годы стало привычным и традиционным и, когда концепция предельных состояний часто используется при разработке вероятностных методов, было бы целесообразно заменить его название на «метод частных коэффициентов». Именно это название используется за рубежом, где указанный метод начал применяться на 20 лет позже.

Метод предельных состояний (или частных коэффициентов) по форме является детерминированным, однако он может быть поставлен на вероятностную основу с любой степенью достоверности и соответствия принципам теории надежности стальных конструкций, если в нем используется полная система частных коэффициентов. Степень достоверности метода зависит от степени достоверности процедур, используемых составителями норм проектирования для выбора значений частных коэффициентов. Эти процедуры основываются на опыте проектирования с использованием теоретических разработок, соответствующих уровню развития науки. По мере ее развития возрастает достоверность процедур нормирования, и, хотя они усложняются, это принципиально не меняет нормы расчета.

Использование частных коэффициентов позволяет четко распределить научно-исследовательскую работу, направленную на совершенство-

вание норм проектирования. Исследование какого-либо фактора проводится независимо от исследований остальных факторов, влияющих на надежность конструкций. Результатом исследования являются процедуры выбора нормативных значений исходных величин и значений частных коэффициентов, соответствующих лишь этому фактору. Однако для этого в нормах проектирования должна использоваться полная система частных коэффициентов [11].

К частным коэффициентам надежности относятся коэффициенты по нагрузке, материалу, назначению и ответственности сооружения, условий работы.

**Коэффициент надежности по материалу ( $\gamma_m$ )** учитывает возможные неблагоприятные отклонения значений какой-либо характеристики материала (в частности прочности) от ее нормативного значения. На этот коэффициент делятся нормативные значения характеристики для получения ее расчетного значения. Значение коэффициента надежности по материалу, как и нормативные значения соответствующих характеристик, устанавливают специалисты в области использования материалов в строительных конструкциях, исследуя свойства материалов, условия их производства и анализ статистических данных о характеристиках.

**Коэффициент надежности по нагрузке ( $\gamma_f$ )** учитывает возможные неблагоприятные отклонения значения воздействия от его нормативного значения. На этот коэффициент умножается нормативное значение воздействия для получения его расчетного значения. Значения этих коэффициентов, как и нормативные значения воздействий, устанавливают специалисты в области воздействий, исследуя природу воздействий и анализируя статистические данные о них.

**Коэффициент  $\gamma_n$**  учитывает **степень ответственности сооружения** и влияние на требуемый уровень надежности. Этот коэффициент вводится в главное неравенство (2.1), которое является основным требованием метода предельных состояний (частных коэффициентов). На этот коэффициент можно либо умножать левую часть неравенства, либо делить его правую часть. Таким образом, он является обобщающим коэффициентом. Его значения в принципе должны устанавливать специалисты в области надежности строительных конструкций из решения оптимизационной задачи. Эта задача еще не решена до конца и значения коэффициента ответственности частично переложены на другие частные коэффициенты  $\gamma_f$ ,  $\gamma_m$ ,  $\gamma_c$ , что нарушает необходимую строгость и четкость норм проектирования, затрудняет их применение.

**Коэффициент условий работы ( $\gamma_c$ ) первого вида** отражает факторы, которые для упрощения расчетной модели не учитываются прямым путем. Он может вводиться в расчет для упрощенного приближенного учета ползучести, пластических свойств материала, влияния податливости опор и в любых других случаях упрощения статических и динамических расчетов (так называемые коэффициенты свободной длины, коэффициенты динамики и т.п.). Коэффициенты условий работы устанавливаются на основе обобщения теоретических и обработке результатов экспериментальных исследований.

**Коэффициент условий работы второго вида** учитывает факторы, которые еще не имеют приемлемого аналитического описания, такие как влияние коррозии, агрессии среды, биологического воздействия и т.п. Значения коэффициентов условий работы второго вида устанавливаются по результатам исследований реальных условий, в которых находится конструкция в процессе эксплуатации, влияния этих условий на несущую способность конструкции и сравнения реальных условий с принятыми в нормативном документе.

### **Вопросы для самопроверки**

1. С какого года расчет стальных конструкций выполняется по методу предельных состояний?
2. В чем заключается принципиальное отличие метода предельных состояний от метода допускаемых напряжений?
3. Дайте классификацию постоянных нагрузок?
4. К каким нагрузкам следует отнести снеговую, ветровую и гололедные нагрузки?
5. Как определяются расчетные нагрузки?
6. Как устанавливается коэффициент надежности по нагрузке?
7. По каким данным определяется нормативная снеговая или ветровая нагрузки?
8. Отличается ли метод частных коэффициентов от метода предельных состояний?
9. Какие приняты обозначения для коэффициентов надежности?
10. Что учитывает коэффициент надежности по материалу?
11. Что учитывает коэффициент надежности по нагрузке?
12. Что учитывает коэффициент надежности по степени ответственности сооружения?
13. Что учитывает коэффициент условий работы?

## Лекция 6 РАБОТА ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

1. Работа изгибаемых элементов в упругой и упругопластической стадии, шарнир пластичности.
2. Совместное действие нормальных и касательных напряжений.
3. Основные расчетные формулы.

### 6.1. Работа изгибаемых элементов в упругой и упругопластической стадии, шарнир пластичности

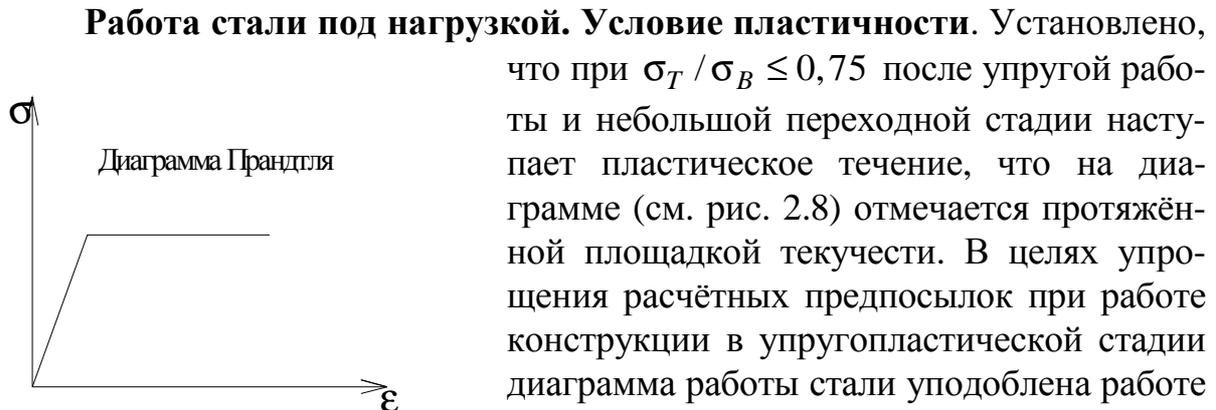


Рис. 2.13. Идеализированная диаграмма работы пластичной стали

При одноосном напряжённом состоянии переход в пластическую стадию происходит при достижении нормальным напряжением предела текучести.

При многоосном напряжённом состоянии переход в пластическую стадию зависит не от одного напряжения, а от функции напряжений, характеризующих условия пластичности.

Работе стали и алюминиевых сплавов наиболее близки третья и четвертая теории прочности. В [1] принята четвертая, энергетическая теория прочности. По этой теории пластичность наступает тогда, когда работа изменения формы тела достигает наибольшей величины.

На основе четвертой теории прочности, одноосное приведённое напряжение, эквивалентное по переходу материала в пластическое состояние данному сложному напряжённому состоянию, определяется в главных напряжениях, а также может быть выражено в нормальных и касательных напряжениях:

$$\sigma_{ef} = R_{yn},$$

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

Отсюда при изгибе (вдали от точек приложения нагрузки), когда  $\sigma_x \neq 0$ ;  $\tau_{xy} \neq 0$ , то условие пластичности запишется в следующем виде

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

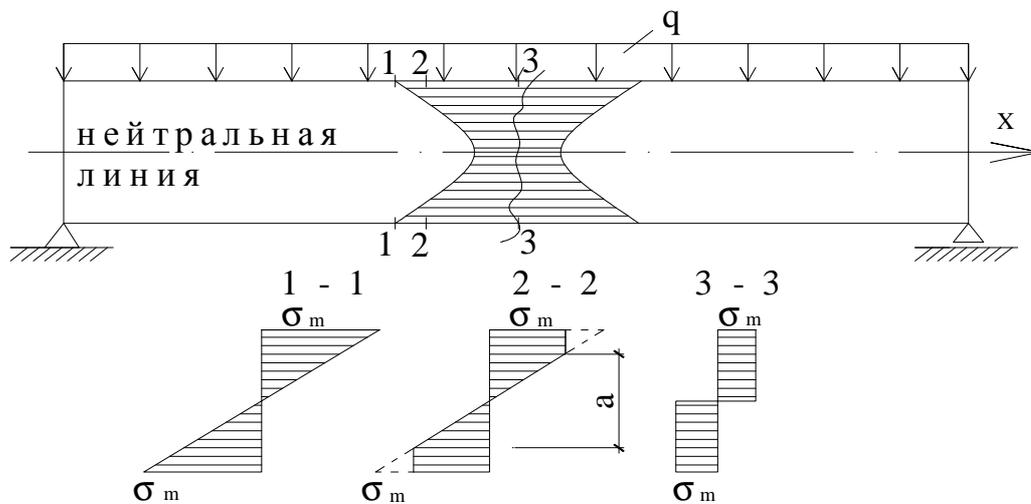
При простом сдвиге  $\sigma_x = 0$

$$\sigma_{ef} = \sqrt{3\tau_{xy}^2} = R_{yn},$$

$$\tau_{xy} = \frac{\sigma_m}{\sqrt{3}} \approx 0,6R_{yn}.$$

По третьей теории прочности  $\tau_{xy} \approx 0,5\sigma_m$ , где  $\sigma_m$  – предел текучести.

**Переход материала в упругопластическую стадию. Шарнир пластичности.** После исчерпания упругой работы в сплошных изгибаемых элементах, выполненных из пластичных сталей, пластические деформации распространяются в глубь сечения (рис. 2.14) и в предельном состоянии пронизывают все сечение, образуя *шарнир пластичности*.



Сечение 1 - 1 - эпюра  $\sigma_m$  .

Сечение 2 - 2 - эпюра  $\sigma_m$  , увеличивая нагрузку  $q$  .

Сечение 3 - 3 - эпюра  $\sigma_m$  , при образовании шарнира пластичности .

$a$  - упругое ядро .

Рис. 2.14. Работа изгибаемого элемента под нагрузкой

При развитии пластических деформаций прогибы так же быстро растут, а при образовании шарнира пластичности прогибы растут беспредельно.

но. Эпюра напряжений такого состояния имеет вид двух прямоугольников. Тогда предельный момент внутренних сил определяется из выражения

$$M_{\text{lim}} = \int_A y \cdot dA, = 2S\sigma_m,$$

В упругой стадии  $M_x = \sigma_m W_x$ .

С учётом развития пластических деформаций условие прочности имеет вид

$$\frac{M_x}{C_1 \times W_x} \leq R_y,$$

где  $W_{pl} = C_1 \times W_x$  или  $C_1 = W_{pl} / W_x$ ;  $C_1$  – коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций;  $W_{pl}$  – пластический момент сопротивлений;  $W_x$  – упругий момент сопротивлений.

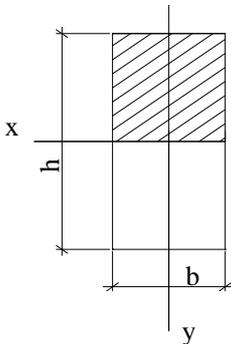


Рис. 2.15. Прямоугольное сечение

**Пример:** доказать, что для прямоугольного сечения  $C_1 = 1,5$  (рис. 2.15).

$$C_1 = \frac{W_{pl}}{W_x} = \frac{2S_x}{W_x} = \frac{2b \times \frac{h}{2} \times \frac{h}{4} \times 6}{bh^2} = \frac{6}{4} = \frac{3}{2} = 1,5;$$

## 6.2. Совместное действие нормальных и касательных напряжений

При совместном действии изгибающего момента и поперечной силы условие образования шарнира пластичности определяется некоторой функцией, имеющей достаточно громоздкие вычисления. Поэтому для упрощения расчета, с достаточной точностью вычислений (с небольшим запасом), согласно [1], распространение пластических деформаций по стенке учитывают эквивалентным повышением расчетного сопротивления на 15 %. В общем случае приведенные напряжения в стенке балок при действии нормальных напряжений в двух направлениях  $\sigma_x$  и  $\sigma_y$  и касательных напряжений  $\tau_{xy}$  проверяют по формуле

$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3\tau_{xy}^2} \leq 1,15 \cdot R_y \cdot \gamma_c.$$

При этом каждое из напряжений не должно превышать расчетного сопротивления, то есть:

$$\sigma_x \leq R_y; \quad \sigma_y \leq R_y; \quad \tau_{xy} \leq R_S,$$

где  $\sigma_x = M_x / I_x$  – нормальное напряжение, параллельное оси балки; где  $I_x$  – осевой момент инерции;

$\sigma_y$  – напряжения, в местах приложения сосредоточенных нагрузок к верхнему поясу, а также в опорных сечениях балки, не укрепленных ребрами жесткости;

$\tau_{xy} = Q \cdot S / I \cdot t$  – касательное напряжение; где  $t$  – толщина стенки;  $S$  – статический момент отсеченной части;  $Q$  – поперечная сила;  $I$  – толщина.

Для разрезных балок дальнейшее увеличение нагрузки невозможно, так как наступает предельное состояние первой группы (по несущей способности и непригодности к эксплуатации) вследствие чрезмерного развития пластических деформаций. Для неразрезных балок образование шарнира пластичности приводит к перераспределению моментов и понижению степени статической неопределимости конструкции.

### 6.3. Основные расчетные формулы

**Центрально-растянутые и центрально-сжатые элементы.** Расчет на прочность элементов, подверженных центральному растяжению или сжатию силой  $N$ , следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{A} \leq R_y \cdot \gamma_c.$$

где  $A$  – площадь сечения.

Расчет на прочность растянутых элементов конструкций из стали с отношением  $R_u / \gamma_u > R_y$ , эксплуатация которых возможна и после достижения металлом предела текучести, следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{A} \leq \frac{R_u \cdot \gamma_c}{\gamma_u}.$$

Расчет на устойчивость сплошностенчатых элементов, подверженных центральному сжатию силой  $N$ , следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{\varphi \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c.$$

Значения  $\varphi$  следует определять по [1] в зависимости от гибкости  $\lambda$ .

**Изгибаемые элементы.** Расчет на прочность элементов (кроме балок с гибкой стенкой, перфорированной стенкой и подкрановых балок), изгибаемых в одной из главных плоскостей, следует выполнять по формуле

$$\frac{M}{W_{n,\min}} \leq R_y \cdot \gamma_c.$$

Значения касательных напряжений  $\tau$  в сечениях изгибаемых элементов должны удовлетворять условию

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{I \cdot t} \leq R_s \cdot \gamma_c.$$

При наличии ослабления стенки отверстиями для болтов значения  $\tau$  следует умножать на коэффициент  $\alpha$ , определяемый по формуле

$$\alpha = a / (a - d),$$

где  $a$  – шаг отверстий;  $d$  – диаметр отверстия.

Для расчета на прочность стенки балки в местах приложения нагрузки к верхнему поясу, а также в опорных сечениях балки, не укрепленных ребрами жесткости, следует определять местное напряжение  $\sigma_{loc}$  по формуле

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t \cdot l_{ef}} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

где  $F$  – расчетное значение нагрузки (силы);

$l_{ef}$  – условная длина распределения нагрузки, определяемая в зависимости от условий опирания; например, для опирания на верхний пояс

$$l_{ef} = b + 2t_f,$$

где  $t_f$  – толщина верхнего пояса балки.

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

$$\frac{M}{\Phi_b \cdot W_c} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

где  $W_c$  – следует определять для сжатого пояса;  $\Phi_b$  – следует определять согласно [1].

Устойчивость балок не следует проверять:

- при передаче нагрузки через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и надежно с ним связанный (железобетонные плиты, плоский и профилированный металлический настил, волнистая сталь и т.п.);
- при отношении расчетной длины балки  $l_{ef}$  к ширине сжатого пояса  $b_f$ , не превышающем значений, определяемых табличными формулами [1].

### Вопросы для самопроверки

1. После какой работы наступает пластическое течение?
2. Какая основная теория прочности принята при расчетах стальных конструкций?
3. Что такое шарнир пластичности?
4. Запишите условие пластичности.
5. Как влияет образование шарнира пластичности на работу неразрезных балок?
6. Запишите формулу обеспечения устойчивости сжатого элемента.
7. Запишите формулу обеспечения устойчивости изгибаемого элемента.
8. В каких случаях не требуется проверки общей устойчивости изгибаемого элемента?
9. Запишите формулу для определения местных напряжений в стенке составной балки.
10. Запишите условие, по которому определяется общая устойчивость прокатной балки.

## Лекция 7

### НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ, РАБОТАЮЩИХ НА ОСЕВУЮ СИЛУ

1. Потеря устойчивости центрально-сжатого стержня.
2. Расчет центрально-сжатых элементов стальных конструкций.

#### 7.1. Потеря устойчивости центрально-сжатого стержня

Установившееся равновесие между внешними нагрузками (воздействиями) и внутренними усилиями называется напряженно-деформированным состоянием (НДС).

Предельные состояния жестких стержней определяются развитием пластических деформаций при достижении напряжениями предела текучести, а гибких стержней – потерей устойчивости.

Из курса сопротивления материалов известно, что при равенстве работы, совершаемой внешними силами, при сближении концов стержня сила достигает своего критического значения. При достижении силой критического значения прямолинейная форма стержня перестает быть устойчивой. Стержень изгибается в плоскости меньшей жесткости. Устойчивым состоянием будет новая криволинейная форма. При незначительном увеличении нагрузки искривление стержня начинает быстро нарастать, и стержень теряет несущую способность.

Для упругого стержня с шарнирно закрепленными концами критическая сжимающая сила определяется формулой Л. Эйлера

$$N_{cr} = \pi^2 \cdot E \cdot I_{\min} / l_{ef}^2 \quad (2.9)$$

где  $E$  – модуль упругости;  $I_{\min}$  – минимальный осевой момент инерции;  $l_{ef}$  – расчетная длина стержня, зависящая от условий закреплений.

Соответственно критические напряжения

$$\begin{aligned} \sigma_{cr} &= N_{cr} / A = \pi^2 \cdot E \cdot I_{\min} / l_{ef}^2 \cdot A = \pi^2 \cdot E \cdot i_{\min}^2 / l_{ef}^2 = \\ &= \pi^2 \cdot E / (l_{ef} / i_{\min})^2 = \pi^2 \cdot E / \lambda^2 \end{aligned} \quad (2.10)$$

где  $i_{\min}^2$  – минимальный радиус инерции.

Формула справедлива только при постоянном модуле упругости  $E$ , в пределах упругих деформаций, то есть при напряжениях, не превышающих предел пропорциональности, и  $\lambda \geq \pi \cdot \sqrt{E / \sigma_{mц}}$ . При средних и малых гибкостях стержня потеря его устойчивости происходит в упругопластической стадии работы материала при  $\sigma_{mц} < \sigma^0 < \sigma_T$ .

Формула (2.10) показывает, что несущая способность стержня может быть увеличена путем увеличения момента инерции, без изменения площади поперечного сечения, путем размещения материала как можно дальше от главных осей инерции поперечного сечения. Поэтому трубчатые сечения наиболее экономичны, чем сплошные сечения. Уменьшая толщину стенки таких сечений и увеличивая поперечные размеры, можно повысить их устойчивость.

Эти рассуждения показывают, что устойчивость упругих систем или боковое выпучивание сжатых элементов имеет большое практическое значение. Это справедливо для многих современных конструкций, в которых размеры поперечного сечения делаются все меньшими и меньшими благодаря использованию прочных материалов в целях экономии веса. Во многих

случаях разрушение инженерных сооружений объясняется упругой неустойчивостью, а не недостаточной прочностью материала. При опытных исследованиях явления выпучивания сжатых стержней установлено, что связь между прогибом и нагрузкой зависит в значительной степени от точности, с какой центрирована нагрузка, линейности и однородности стержня.

## 7.2. Расчет центрально-сжатых элементов стальных конструкций

Одним из наиболее распространённых сооружений являются стержневые конструкции, состоящие из таких элементов, два измерения которых значительно меньше третьего.

К стержневым сооружениям относятся балки, арки, фермы, рамы и т.д. Стержни, сжатые осевой силой рассчитывают по первому предельному состоянию:

– по прочности:

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad \text{если } \frac{l_c}{b} \leq 6;$$

– по устойчивости:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad \text{если } \frac{l_c}{b} > 6,$$

где  $A$  – площадь сечения;  $\varphi$  – определяется по [1] в зависимости от условной гибкости  $\bar{\lambda}$ .

Условная гибкость определяется как

$$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

где  $\lambda$  – гибкость, то есть  $\lambda = l_{ef} / i$ ;  $E$  – модуль упругости;  $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$  – радиус инерции;  $l_{ef}$  – расчетная длина стержня;  $A$  – площадь сечения;  $I$  – осевой момент инерции.

Расчетная длина стержня зависит от условий его закрепления и определяется по формуле

$$l_{ef} = l_c \mu,$$

где  $l_c$  – длина стойки;

$\mu$  – коэффициент приведения к расчетной длине, зависящий от способов закрепления стержня, например, с шарнирно опертыми концами стойки  $\mu = 1$ .

Для стержней со сплошной стенкой значения условной гибкости  $\bar{\lambda}$  при вычислении коэффициента  $\varphi$  по формулам из [1] определяется в трех случаях:

$$1. \text{ При } 0 < \bar{\lambda} \leq 2,5; \quad \varphi = 1 - \left(0,073 - 5,53 \frac{R_y}{E}\right) \cdot \bar{\lambda} \cdot \sqrt{\bar{\lambda}}.$$

$$2. \text{ При } 2,5 < \bar{\lambda} \leq 4,5;$$

$$\varphi = 1,47 - 13,0 \frac{R_y}{E} - \left(0,371 - 27,3 \frac{R_y}{E}\right) \cdot \bar{\lambda} + \left(0,0275 - 5,53 \frac{R_y}{E}\right) \cdot \bar{\lambda}^2.$$

$$3. \text{ При } \bar{\lambda} > 4,5; \quad \varphi = \frac{332}{\bar{\lambda}^2 \cdot (51 - \bar{\lambda})}.$$

Численные значения  $\varphi$  для элементов из стали с расчетным сопротивлением  $R_y$  от 200 до 640 МПа, приведены в [1, табл. 72, с. 80].

### Вопросы для самопроверки

1. Для каких стержней характерна потеря устойчивости?
2. При достижении какой силы прямолинейная форма стержня перестает быть устойчивой?
3. Запишите формулу Л. Эйлера.
4. Запишите формулу критических напряжений.
5. Для каких деформаций справедлива формула Л. Эйлера?
6. За счет чего может быть увеличена несущая способность стержня?
7. С какой целью центрируется нагрузка сжатого стержня?
8. Когда стержень считается жестким, а когда гибким?
9. Запишите условие обеспечения устойчивости гибкого стержня.
10. Как определяется условная гибкость стержня?
11. Каким известным соотношением можно записать коэффициент  $\varphi$ ?
12. От каких условий зависит расчетная длина сжатого стержня (стойки)?
13. Назовите нормативный документ, согласно которого определяют коэффициент  $\varphi$ ?
14. Что нужно знать, чтобы определить значение коэффициента  $\varphi$ ?
15. Что называется напряженно-деформированным состоянием?
16. Какого значения достигает сила при равенстве работы, совершаемой внешними нагрузками при сближении концов стержня?
17. От чего зависит расчетная длина стержня?
18. Запишите формулу определения расчетной длины сжатого стержня.
19. Какие сооружения относятся к стержневым конструкциям?

## Лекция 8

### СВАРНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

1. Общие сведения и физические основы сварки металлов.
2. Виды сварки, сварных швов и соединений.
3. Сварочные материалы.

#### 8.1. Общие сведения и физические основы сварки металлов

*Процесс сварки состоит в молекулярной диффузии металлов свариваемых изделий и плавящегося электрода, находящихся в жидком или высокопластичном состоянии и в совместной кристаллизации металлов при остывании.*

Процесс сварки сопровождается структурными и химическими изменениями металла в зоне сварного соединения и возникновением остаточных напряжений и деформаций.

Во время сварки малоуглеродистой стали металл шва и околошовной зоны нагревается и претерпевает различные изменения. В соответствии с этим различают три зоны соединения (см. рис. 2.3):

– **зона расплавления.** Металл нагревается примерно до температуры  $1535^{\circ}\text{C}$ . Расплавленные металлы изделия и электрода перемешиваются, и после прекращения нагрева начинается первичная кристаллизация металла. Остывающий металл сварного соединения, не получившего достаточной прочности, подвергается воздействию растягивающих напряжений, способных вызвать незаметные *горячие* трещины. Эти трещины могут в дальнейшем при воздействии внешних нагрузок привести к разрушению конструкции. Появление *горячих* трещин в кипящих сталях – основная причина разрушения. Для ответственных конструкций применяются спокойные стали.

– **зона термического влияния.** Прилегающий к шву участок основного металла, нагретого выше температуры  $723^{\circ}\text{C}$  и ниже температуры расплавления  $1535^{\circ}\text{C}$  называется зоной термического влияния (ЗТВ). Перегретый металл на участках 1, 2 (см. рис. 2.3) с возросшим зерном имеет пониженные механические свойства (температура более  $1000^{\circ}\text{C}$ ). На участке 3 (при температуре  $900 \div 1100^{\circ}\text{C}$ ), металл полностью перекристаллизовался, имеет мелкое зерно и повышенные по сравнению с основным металлом механические свойства. На участке 4 (температура  $720 \div 900^{\circ}\text{C}$ ) металл испытал лишь частичную перекристаллизацию, и его качество не сильно отличается от качества основного металла. В ЗТВ при ее усиленном охлаждении

возможно образование закалочных структур, например мартенсита, имеющего сильно пониженную вязкость и пластичность. При этом растягивающие напряжения, возникающие при охлаждении соединения, часто разрывают хрупкий металл и образуют так называемые «холодные» трещины, располагающиеся в основном параллельно шву. Появлению «холодных» трещин способствует повышенное содержание углерода (более 0,2 %), применение кипящих сталей и большой толщины свариваемых изделий.

– **весь остальной металл** изделия (участки 5, 6) сохраняет первоначальные свойства, так как температура его нагрева не достигла критической точки (723°C). Размер указанных зон и металлургические изменения, происходящие в них, сильно зависят от количества тепла, вводимого в соединение электрической дугой, скорости сварки и скорости охлаждения.

## 8.2. Виды сварки, сварных швов и соединений

Основным видом соединений металлических конструкций является сварка. В строительстве главным образом применяется электродуговая сварка: ручная, автоматическая, полуавтоматическая.

Электроды для ручной сварки подразделены по значению временного сопротивления металла шва. Например, электрод типа Э42 позволяет получить шов, имеющий предел прочности  $\sigma_b \geq 410$  МПа (42 кгс/мм<sup>2</sup>) и применяется для сварки сталей, имеющих  $\sigma_b \leq 430$  МПа. Добавление к названию электрода буквы А означает, что данные электроды дают металл, обладающий повышенной пластичностью, характеризуемой относительным удлинением и повышенной ударной вязкостью.

Сварные швы классифицируют по конструктивному признаку, назначению, положению, протяженности и внешней форме.

По конструктивному признаку швы разделяют на стыковые и угловые (валиковые).

Швы могут быть рабочими или конструктивными (связующими); заводскими или монтажными; сплошными или прерывистыми (шпоночными).

По положению в пространстве во время выполнения сварных швов они бывают: нижними, вертикальными, горизонтальными и потолочными.

Угловые швы, действующие параллельно осевому усилию, называют фланговыми, а перпендикулярно усилию – лобовыми.

Стыковые швы наиболее рациональны. Имеют наименьшую концентрацию напряжений, но требуют дополнительной разделки кромок. Разделка кромок регламентирована [4] (V, U, X, K – образные швы).

Различают следующие виды сварных соединений: стыковые, внахлестку, угловые и тавровые (впритык), комбинированные. Определение каждого из перечисленных видов сварных соединений регламентировано стандартом.

Детали стыкового соединения: угол раскрытия шва, зазор, притупление. Для углового шва катет обозначается  $k_f$ .

### 8.3. Сварочные материалы

Рекомендуемые сварочные материалы для сварки различных марок стали и их расчетные сопротивления приведены в таблицах [1]. Из таблиц видно, что сталям различной прочности рекомендуются различные марки сварочной проволоки и соответственно типы электродов, имеющих разное сопротивление металла шва. Один тип проволоки или электрода, дающий прочность металла шва, близкую к прочности стали для сварки менее нагруженных швов, и другой тип, дающий прочность металла шва, превышающую прочность свариваемой стали для сильно нагруженных швов. Такой подход к выбору материалов для сварки обеспечивает уменьшение количества наплавленного металла без снижения прочности соединения, следовательно, экономию сварочных материалов, снижение трудоемкости выполнения соединения и уменьшение термического влияния сварки на соединение.

#### Вопросы для самопроверки

1. В чем заключается физический процесс сварки?
2. Перечислите зоны сварного соединения.
3. Дайте определение зоны термического влияния.
4. При какой температуре металл сохраняет свои первоначальные свойства?
5. Что означает маркировка электрода типа Э50А?
6. Как классифицируют сварные швы по конструктивному признаку?
7. Перечислите сварные швы по их положению в пространстве.
8. Какой шов называется фланговым?
9. Какой шов называется лобовым?
10. Нарисуйте детали стыкового и углового соединений.
12. Как на чертежах обозначаются заводские и монтажные швы?

## Лекция 9

### РАСЧЕТ СВАРНЫХ ШВОВ В СОЕДИНЕНИЯХ, РАБОТАЮЩИХ НА ОСЕВУЮ СИЛУ

1. Расчет сварных соединений встык.
2. Расчет сварных соединений угловыми швами.
3. Конструктивные требования к сварным соединениям.

Сварные соединения выполняют следующих типов: встык, внахлестку, комбинированные и втавр – угловыми швами.

Прочность сварных швов характеризуется их расчетным сопротивлением. Сварные швы рассчитывают по прочности из условий предельного состояния первой группы.

#### 9.1. Расчет сварных соединений встык

Для стыковых швов, расположенных перпендикулярно оси элемента при сжатии и растяжении, должно выполняться условие

$$N \leq l_{\omega} \cdot t \cdot R_{\omega y} \cdot \gamma_c,$$

откуда

$$l_{\omega} = N / t \cdot R_{\omega y} \cdot \gamma_c.$$

Для стыковых косых швов:

– в направлении, перпендикулярном к шву

$$N \leq \frac{l_{\omega} \cdot t \cdot R_{\omega y} \cdot \gamma_c}{\sin \alpha} \quad \text{или} \quad \sigma_{\omega} = \frac{N \cdot \sin \alpha}{t \cdot l_{\omega}} \leq R_{\omega y} \cdot \gamma_c;$$

– вдоль шва (среза)

$$N \leq \frac{l_{\omega} \cdot t \cdot R_{\omega s} \cdot \gamma_c}{\cos \alpha} \quad \text{или} \quad \tau_{\omega} = \frac{N \cdot \cos \alpha}{t \cdot l_{\omega}} \leq R_{\omega s} \cdot \gamma_c.$$

Расчетное сопротивление стыковых швов определяют по пределу текучести или по временному сопротивлению стали соединяемых элементов независимо от вида сварки (табл. 2.1), например: при сжатии  $R_{\omega y} = R_y$ ; при растяжении и изгибе с визуальным контролем качества шва  $R_{\omega y} = 0,85 \cdot R_y$ , а при физических методах контроля –  $R_{\omega u} = R_y$ ; при сдвиге  $R_{\omega s} = R_s$  и т.д.

Расчетное сопротивление стыковых швов определяют по пределу текучести или по временному сопротивлению стали соединяемых элементов

независимо от вида сварки (табл. 2.1), например: при сжатии  $R_{\omega y} = R_y$ ; при растяжении и изгибе с визуальным контролем качества шва  $R_{\omega y} = 0,85 \cdot R_y$ , а при физических методах контроля –  $R_{\omega u} = R_y$ ; при сдвиге  $R_{\omega s} = R_s$  и т.д.

Таблица 2.1

**Формулы для определения расчетных сопротивлений  
сварных соединений стальных конструкций**

Соединения	Напряженное состояние	Расчетные сопротивления
Стыковые	Сжатие. Растяжение и изгиб при автоматической, полуавтоматической или ручной сварке с физическим контролем качества швов: – по пределу текучести $R_{\omega y}$ ; – по временному сопротивлению $R_{\omega u}$	$R_{\omega y} = R_y$ $R_{\omega u} = R_u$
	Растяжение и изгиб при автоматической, полуавтоматической или ручной сварке без физического контроля качества швов по пределу текучести $R_{\omega y}$	$R_{\omega y} = 0,85 \cdot R_y$
	Сдвиг $R_{\omega s}$	$R_{\omega s} = R_s$
Угловые	Срез (условный): – по металлу шва $R_{\omega f}$ ; – по металлу границы сплавления $R_{\omega z}$	$R_{\omega f} = 0,55 \cdot \frac{R_{\omega un}}{\gamma_{\omega m}}$ $R_{\omega z} = 0,45 \cdot \frac{R_{\omega un}}{\gamma_{\omega m}} = 0,45 \cdot R_{un}$
Примечание – Коэффициент надежности по материалу шва $\gamma_{\omega m}$ принимают: $\gamma_{\omega m} = 1,25$ – при значениях $R_{\omega un} < 490$ МПа ; $\gamma_{\omega m} = 1,35$ – при $R_{\omega un} \geq 590$ МПа .		

**9.2. Расчет сварных соединений угловыми швами**

Для угловых швов (фланговых и лобовых) расчет сварных соединений выполняется на срез (условный) по двум сечениям:

– по металлу шва

$$N \leq \beta_f \cdot k_f \cdot l_{\omega} \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_{\omega f} \gamma_c \quad \text{или} \quad \frac{N}{\beta_f k_f \cdot l_{\omega}} \leq R_{\omega f} \cdot \gamma_{\omega f} \cdot \gamma_c ;$$

– по металлу границы сплавления

$$N \leq \beta_z \cdot k_f \cdot l_{\omega} \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_{\omega z} \gamma_c \quad \text{или} \quad \frac{N}{\beta_z k_f \cdot l_{\omega}} \leq R_{\omega z} \cdot \gamma_{\omega z} \cdot \gamma_c .$$

При выполнении условия  $R_{\omega f} \cdot \beta_f \leq R_{\omega z} \cdot \beta_z$  расчет сварного углового соединения выполняется по сечению металла шва.

### 9.3. Конструктивные требования к сварным соединениям

В конструкциях со сварными соединениями следует:

- предусматривать применение высокопроизводительных механизированных способов сварки;
- обеспечивать свободный доступ к местам выполнения сварных соединений с учетом выбранного способа и технологии сварки.

Разделку кромок под сварку следует принимать по стандарту.

Размеры и форму сварных угловых швов следует принимать с учетом следующих условий:

- катеты угловых швов  $k_f$  должны быть не более  $1,2 t$ , где  $t$  – наименьшая толщина соединяемых элементов;
- катеты угловых швов  $k_f$  следует принимать по расчету, но не менее указанных в [1, табл. 38];
- расчетная длина углового сварного шва ограничивается условием  $4 \cdot k_f \leq l_{\omega} \leq 85 \cdot \beta_f \cdot k_f$  (за исключением швов, в которых усилие действует на всем протяжении шва), но не менее 40 мм;
- размер нахлестки должен быть не менее  $5 \cdot t_{\min}$ , где  $t_{\min}$  – минимальная толщина наиболее тонкого из свариваемых элементов;
- соотношения размеров катетов угловых швов следует принимать, как правило 1:1. Допускается принимать швы с неравными катетами при разных толщинах свариваемых элементов при соблюдении [1, п. 12.8 а, б].

### Вопросы для самопроверки

1. Запишите расчетную формулу стыкового соединения при действии осевого усилия перпендикулярно прямому стыку.
2. Запишите расчетную формулу стыкового соединения при действии осевого усилия перпендикулярно косому стыку.
3. Запишите расчетную формулу стыкового соединения при действии изгибающего момента.
4. Назовите расчетные сечения срезугловых швов.
5. Запишите формулу расчета углового шва, если не соблюдается условие  $R_{\omega f} \cdot \beta_f \leq R_{\omega z} \cdot \beta_z$ .
6. Перечислите конструктивные требования, предъявляемые к сварным соединениям.

### Практическое занятие 3

## КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ

**Пример 2:** рассчитать стыковое соединение встык (рис. 2.16). Соединение состоит из листов шириной 250 мм, толщиной  $t = 6$  мм. Действие осевого усилия растяжения  $N = 300$  кН. Расчет выполнить для двух случаев контроля стыкового соединения: визуального и физического. Марка стали основного металла ВСт3кп2-1.

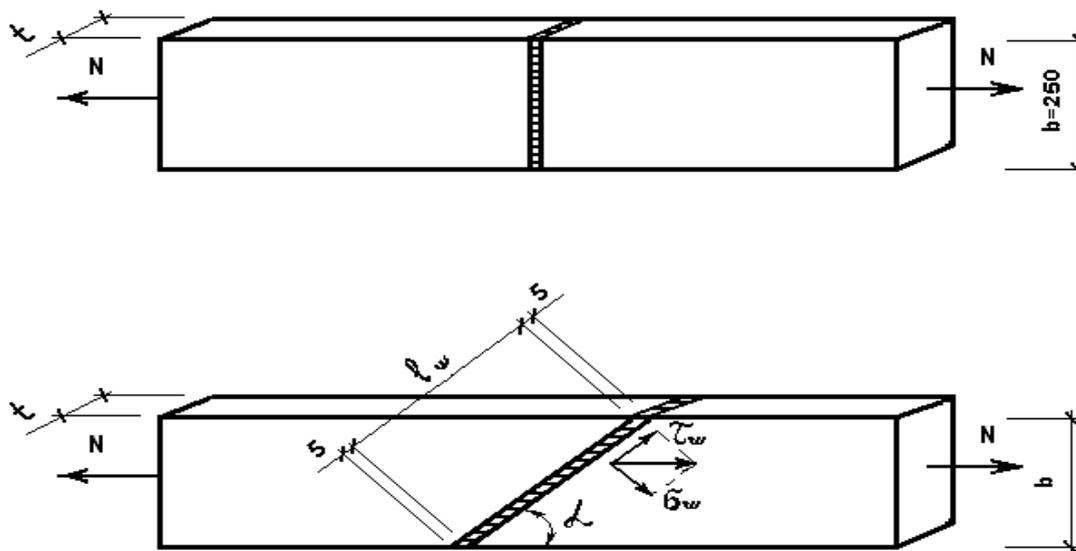


Рис. 2.16. Стыковое соединение (прямой и косой стыки)

#### Порядок расчета:

1. Условие прочности стыкового шва **при физическом контроле**

$$\sigma_{\omega} = \frac{N}{t \cdot l_{\omega}} \leq R_{\omega y}, \quad (2.11)$$

где  $R_{\omega y} = R_y$  с физическим контролем качества шва [1, табл.3, с. 6];

$l_{\omega} = b - 10$  мм – расчетная длина стыкового шва.

2. По [1, табл. 51, с. 64] находим  $R_y = 220$  МПа ( $2250$  кг/см<sup>2</sup>).

3. Подставив известные данные в условие (2.11), получим

$$\sigma = \frac{30000}{0,6 \cdot 24} = 2083 < 2250 \text{ кг/см}^2.$$

Отсюда видно, что при физическом контроле стыкового соединения условие прочности соблюдается.

4. Рассмотрим случай **визуального контроля** стыкового соединения, показанного на рис. 2.16.

Тогда, согласно [1, табл.3, с. 6]

$$R_{\omega y} = 0,85 \cdot R_y = 0,85 \cdot 2250 = 1912,5 \text{ кг/см}^2,$$

то есть  $\sigma_{\omega} > R_{\omega y}$ . В этом случае прочность прямого стыкового шва недостаточна. Условие прочности (2.11) не выполняется. Необходимо конструирование косоугольного стыка, показанного на рис. 2.16. Прямой стык может воспринять усилие не более

$$N_{\omega} = R_{\omega y} \cdot t \cdot l_{\omega} \cdot \gamma_c = 1912,5 \cdot 24 \cdot 0,6 = 27540 \text{ кг}.$$

5. Расчет и конструирование косоугольного стыка (см. рис. 2.16).

Нормальные напряжения в косоугольном стыке определяются по формуле

$$\sigma_{\omega} = \frac{N \cdot \sin \alpha}{t_{\omega} \cdot l_{\omega}} \leq R_{\omega y}, \quad (2.12)$$

Задаемся углом  $\alpha = 60^\circ$ , тогда  $\sin 60^\circ = 0,866$ . Тогда из (2.12) определяется расчетная длина стыкового шва

$$l_{\omega} \geq \frac{N \cdot \sin \alpha}{t_{\omega} \cdot R_{\omega y}} = \frac{30000 \cdot 0,866}{0,6 \cdot 1912,5} = 22,6 \text{ см}.$$

По рис. 2.16 принят косоугольный шов с расчетной длиной

$$l_{\omega} = \frac{b}{\sin \alpha} - 10 \text{ мм} = \frac{250}{0,866} - 10 = 280 \text{ мм}.$$

$$28 \text{ см} > 22,6 \text{ см}.$$

Проверка косоугольного стыка по касательным напряжениям

$$\tau_{\omega} = \frac{N \cdot \cos \alpha}{t_{\omega} \cdot l_{\omega}} = \frac{30000 \cdot 0,5}{0,6 \cdot 28} = 893 < R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 2250 = 1305 \text{ кг/см}^2$$

**Пример 3:** рассчитать стыковое соединение (рис. 2.17) растянутых листов, симметрично соединяемых накладками с двух сторон. Действие осевого усилия растяжения  $N = 500 \text{ кН}$ , сечение листов  $b \times t = 200 \times 14 \text{ мм}$ , материал – сталь с расчетным сопротивлением по пределу текучести  $R_y = 230 \text{ МПа}$ . Сварка ручная электродами Э42:  $R_{wf} = 180 \text{ МПа}$ ,  $R_{\omega z} = 0,45 \cdot 365 = 164 \text{ МПа}$ . Соединение может использоваться для изготовления тяги.

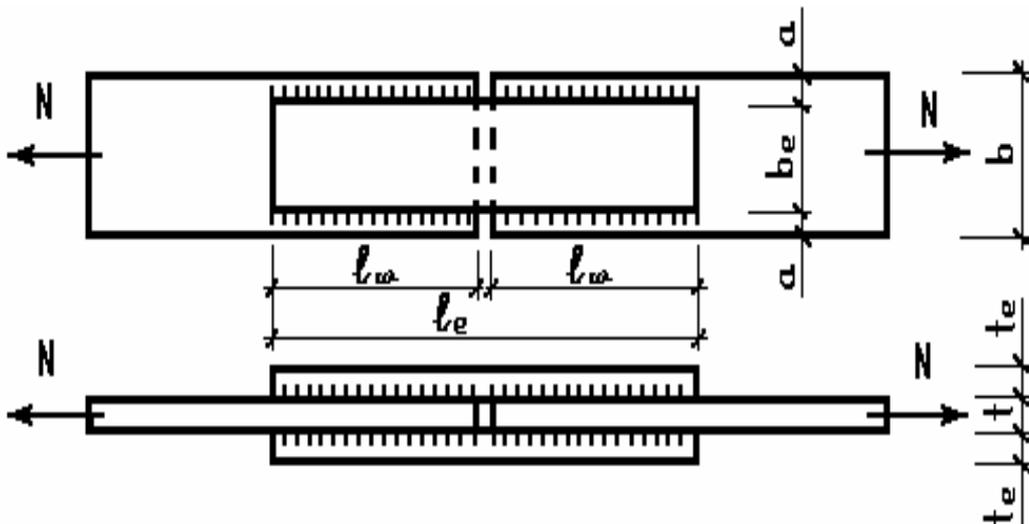


Рис. 2.17. Стыковое соединение с накладками

### Порядок расчета:

1. Определение ширины накладок. Конструктивно ширина накладок должна быть меньше на 30 ÷ 40 мм ширины листов. Тогда,

$$b_l = b - 2 \cdot a = 200 - 2 \cdot 20 = 160 \text{ мм} = 16 \text{ см}.$$

2. Определение требуемой площади сечения одной накладки

$$A_{n,l} = \frac{N}{2 \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{50000}{2 \cdot 2300 \cdot 0,9} = 12 \text{ см}^2,$$

где  $\gamma_c = 0,9$  – коэффициент условий работы, определяемый согласно [1, табл. 6, п. 5, с. 8].

3. Определение толщины накладок. Толщина накладки

$$t_l = \frac{A_{n,l}}{b_l} = \frac{12,0}{16,0} = 0,75 \text{ см}.$$

Из условия толщины проката листа принимаем накладки толщиной 8 мм.

4. Определение катета угловых швов  $k_f$ .

Соединение, показанное на рис. 2.17, выполнено фланговыми, угловыми швами. Согласно [1, табл. 38, с. 43] минимальный катет углового шва принимается в зависимости от толщины более толстого из свариваемых элементов и должен быть не менее 6 мм. Принимаем катет углового шва  $k_f = 8$  мм.

5. Определение требуемой длины фланговых швов.

Требуемая длина двух фланговых швов с каждой стороны одной накладки определяется из условия среза по металлу шва (рис. 2.18) по формуле

$$l_{\omega,n} = \frac{0,5 \cdot N}{\beta_f \cdot k_f \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_{\omega f} \cdot \gamma_c} = \frac{0,5 \cdot 50000}{0,7 \cdot 0,8 \cdot 1800 \cdot 0,9} = 27,56 \approx 28 \text{ см.}$$

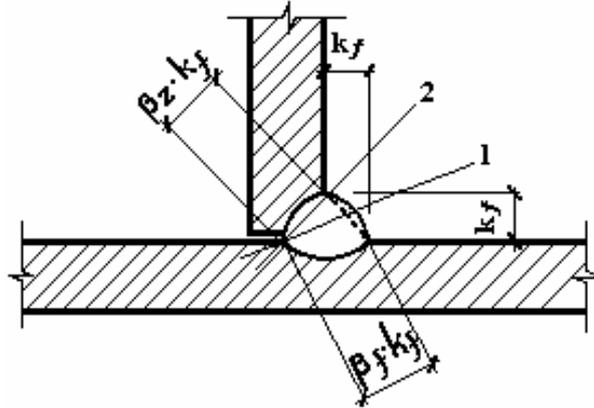


Рис. 2.18. Схема расчетных сечений сварного соединения с угловым швом

Требуемая длина двух фланговых швов с каждой стороны одной накладки из условия среза по границе сплавления (см. рис. 2.18)

$$l_{\omega,n} = \frac{0,5 \cdot N}{\beta_z \cdot k_f \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_{\omega z} \cdot \gamma_c} = \frac{0,5 \cdot 50000}{1,0 \cdot 0,8 \cdot 1640 \cdot 0,9} = 21,17 \approx 22 \text{ см.}$$

6. Определение конструктивной длины углового шва.

Наиболее неблагоприятным является первое расчетное сечение по металлу шва. Отсюда, расчетная длина одного углового шва

$$l_{\omega,1} = \frac{l_{\omega,n}}{2} = \frac{28,0}{2} = 14,0 \text{ см}$$

Конструктивная длина углового шва

$$l_{\omega} = l_{\omega,1} + 2 \cdot t = 14,0 + 2 \cdot 0,8 = 15,6 \approx 16,0 \text{ см.}$$

7. Проверка принятых размеров угловых швов [1, п. 12.8, с. 42].

Катеты угловых швов  $k_f$  должны быть не более  $1,2t$ , где  $t$  – наименьшая толщина соединяемых элементов. Соотношения размеров катетов угловых швов следует принимать, как правило, 1:1.

Расчетная длина флангового шва должна быть:

$$4 \cdot k_f \leq l_\omega \leq 85 \cdot \beta_f \cdot k_f,$$

где  $4 \cdot k_f$  должно быть не менее 40 мм, тогда

$$l_\omega = 160,0 \text{ мм};$$

$$l_{\omega, \min} = 4 \cdot k_f = 4 \cdot 8,0 = 32,0 \text{ мм} < 40,0 \text{ мм} < 160,0 \text{ мм};$$

$$l_{\omega, \max} = 85 \cdot \beta_f \cdot k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 0,8 = 476 \text{ мм} > 160,0 \text{ мм}.$$

Следовательно,  $40 \text{ мм} < 160 \text{ мм} < 476 \text{ мм}$ , таким образом, конструктивные ограничения соблюдаются.

8. Определение длины накладок

$$l_l = 2 \cdot (l_\omega + \Delta) = 2 \cdot (16,0 + 2,5) = 37,0 \text{ см}.$$

Для уменьшения длины накладок можно выполнить их обварку по контуру (с учетом работы лобовых швов) или поставить ромбические накладки, обеспечивающие более равномерную передачу силового потока.

## Лекция 10

### РАСЧЕТ СВАРНЫХ ШВОВ В СОЕДИНЕНИЯХ, РАБОТАЮЩИХ НА ИЗГИБ

1. Расчет сварных соединений встык.
2. Расчет сварных соединений угловыми швами.
3. Расчет опорного столика (практический пример).

#### 10.1. Расчет сварных соединений встык

При действии на стыковое соединение изгибающего момента напряжения в соединении определяются по формуле

$$\sigma_\omega = \frac{M}{W_\omega} = \frac{6 \cdot M}{t \cdot l_\omega^2} \leq R_{\omega y} \cdot \gamma_c,$$

где  $W_\omega = l_\omega^2 \cdot t / 6$  – момент сопротивления шва.

При действии изгибающего момента и поперечных сил

$$\sigma_\omega = \sqrt{\sigma_{\omega x}^2 + \sigma_{\omega y}^2 - \sigma_{\omega x} \cdot \sigma_{\omega y} + 3 \cdot \tau_{\omega xy}^2} \leq 1,15 \cdot R_{\omega y} \cdot \gamma_c,$$

где  $\sigma_{\omega x}$  и  $\sigma_{\omega y}$  – нормальные напряжения в сварном соединении по двум взаимно перпендикулярным напряжениям;  $\tau_{\omega xy}$  – напряжение от среза.

## 10.2. Расчет сварных соединений угловыми швами

При действии изгибающего момента на прямоугольный элемент, приваренный угловыми швами к конструкции, проверку нормальных напряжений в швах производят по формулам:

– по металлу шва

$$\sigma_{\omega} = \frac{M_{\max}}{n \cdot W_f} = \frac{6 \cdot M_{\max}}{n \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot l_{\omega}^2} \leq R_{\omega f} \cdot \gamma_{\omega f} \cdot \gamma_c \quad \text{или}$$

– по металлу границы сплавления

$$\sigma_{\omega} = \frac{M_{\max}}{n \cdot W_f} = \frac{6 \cdot M_{\max}}{n \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot l_{\omega}^2} \leq R_{\omega z} \cdot \gamma_{\omega z} \cdot \gamma_c,$$

где  $n$  – число сварных швов;  $l_{\omega}$  – расчетная длина одного шва;  $\beta_f$  и  $\beta_z$  – коэффициенты, принимаемые по [1] в зависимости от вида сварки, положения шва и диаметра сварочной проволоки;  $R_{\omega f}$  и  $R_{\omega z}$  – расчетное сопротивление сварных соединений угловыми швами при срезе соответственно по металлу шва и металлу границы сплавления;  $\gamma_{\omega f}$  и  $\gamma_{\omega z}$  – коэффициенты условий работы шва, равные 1 во всех случаях, кроме конструкций возводимых в районах  $I_1, I_2, II_2$  и  $III_3$ , для которых  $\gamma_{\omega f} = 0,85$  при  $R_{\omega min} = 410$  МПа и  $\gamma_{\omega z} = 0,85$  – для всех сталей.

При действии на угловые швы изгиба и среза суммарные напряжения проверяют по формулам:

$$\sigma = \sqrt{\sigma_{\omega}^2 + \tau_{\omega}^2} \leq R_{\omega f} \cdot \gamma_{\omega f} \cdot \gamma_c$$

или

$$\sigma = \sqrt{\sigma_{\omega}^2 + \tau_{\omega}^2} \leq R_{\omega z} \cdot \gamma_{\omega z} \cdot \gamma_c,$$

где 
$$\sigma_{\omega} = \frac{M}{W_{\omega}} = \frac{6 \cdot N \cdot e}{n \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot l_{\omega}^2}; \quad \tau_{\omega} = \frac{N}{\beta_f \cdot k_f \sum l_{\omega}}.$$

### 10.3. Расчет опорного столика (практический пример)

Требуется определить катет углового сварного шва опорного столика, показанного на рис. 2.19, при сопряжении балки настила с главной балкой в одном уровне. Опорный столик выполнен из равнополочного уголка 125×10 мм,  $e = 60$  мм. Сварка ручная электродуговая с использованием электродов Э42А. Усилие  $F = 64,7$  кН.

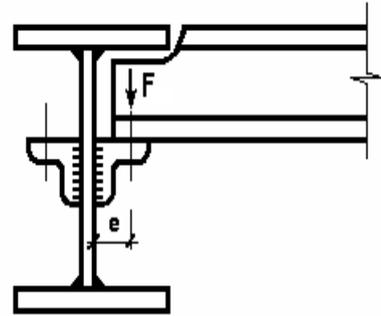


Рис. 2.19. Сопряжение балок в одном уровне

#### Порядок расчета:

Сварные, угловые (фланговые) швы работают на изгиб и срез по сечению сварного шва (см. рис. 2.19 видно, что .

Тогда условие прочности запишется в следующем виде

$$\sigma = \sqrt{\sigma_{\omega}^2 + \tau_{\omega}^2} \leq R_{\omega f} \cdot \gamma_{\omega f} \cdot \gamma_c, \quad (2.13)$$

где  $\sigma_{\omega} = \frac{M}{W_{\omega}} = \frac{3 \cdot F \cdot e}{(k_f \cdot \beta_f) \cdot l_{\omega}^2}$  – здесь  $M = F \cdot e$  – изгибающий момент, в ко-

тором  $F = 64,7$  кН;  $W_{\omega} = \frac{n \cdot (k_f \cdot \beta_f) \cdot l_{\omega}^2}{6}$  – момент сопротивления сварного углового шва ( $n = 2$  – число угловых швов с двух сторон уголка;  $k_f$  – катет (высота) сварного углового шва;  $\beta_f$  – коэффициент, зависящий от вида сварки, положения и катета шва, принимаемый по [1];  $l_{\omega}$  – расчетная длина шва, а фактическая должна увеличиваться на 10 мм);

$\gamma_{\omega f} = 1,0$  – коэффициент условий работы шва;

$\gamma_c = 1,0$  – коэффициент условий работы конструкции.

$R_{\omega f} = 180$  МПа (1850 кгс/см<sup>2</sup>) – расчетное сопротивление среза по металлу шва принять по [1] для электродов Э42 и Э42А и марки проволоки Св-08, Св-08А.

$\tau_{\omega} = \frac{F}{(k_f \cdot \beta_f) \cdot \sum l_{\omega}}$  – напряжения среза, в котором  $F$  – усилие среза

сварного углового шва; остальные обозначения см. выше.

Учитывая все подстановки в левой части формулы (2.13), получим следующее выражение

$$\sqrt{\left[\frac{3 \cdot F \cdot e}{(k_f \cdot \beta_f) \cdot l_\omega^2}\right]^2 + \left[\frac{F}{(k_f \cdot \beta_f) \cdot \sum l_\omega}\right]^2} \leq R_{\omega f} \cdot \gamma_{\omega f} \cdot \gamma_c, \quad (2.14)$$

Из выражения (2.14) определяется требуемый катет (высота) сварного шва

$$k_f \geq \frac{F}{R_{\omega f} \cdot \beta_f \cdot \gamma_{\omega f} \cdot \gamma_c} \cdot \sqrt{\left(\frac{3 \cdot e}{l_\omega^2}\right)^2 + \left(\frac{1}{\sum l_\omega}\right)^2}, \quad (2.15)$$

Конструктивные ограничения: катет шва должен быть не менее 4 мм, то есть  $k_f \geq 4$  мм и не более  $1,2 \cdot t_f$  ( $k_f \leq 1,2 \cdot t_f$ ) – здесь  $t_f$  толщина полки уголка. Следовательно, рациональнее вычислить расчетную длину сварного шва, а катет принять равным толщине полки уголка. Проектная длина шва равна расчетной плюс 10 мм на недовары при сварке или формула определения проектной длины сварного шва  $l_p = l_\omega + 10$  мм. При этом, принимаем во внимание конструктивные ограничения угловых сварных швов, которые должны быть не менее 40 мм при выполнении условия  $4 \cdot k_f \leq l_\omega \leq 85 \cdot \beta_f \cdot k_f$ .

Учитывая сказанное, по формуле (2.15) определяется требуемый катет углового сварного шва

$$k_f \geq \frac{6470}{1800 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1,0} \cdot \sqrt{\left(\frac{3 \cdot 6,0}{11,5^2}\right)^2 + \left(\frac{1}{23,0}\right)^2} = 0,73 \text{ см} = 7,3 \text{ мм}.$$

Окончательно принимаем катет шва, равный 8 мм.

## Лекция № 11

### ЗАКЛЕПОЧНЫЕ И БОЛТОВЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

1. Область применения, типы и материалы соединений.
2. Расчет болтовых и заклепочных соединений.
3. Расчет соединений на высокопрочных болтах.
4. Конструктивные требования.
5. Расчет сопряжения балок на болтах (практический пример).

## 11.1. Область применения, типы и материалы соединений

В настоящее время заклепочные соединения элементов стальных конструкций ввиду их значительной трудоемкости имеют ограниченное применение. Их используют в основном для соединений элементов конструкций с тяжелым режимом работы, при значительных динамических воздействиях. В [1] нормированные данные о применении заклепочных соединений в стальных конструкциях отсутствуют.

В конструкциях из алюминиевых сплавов заклепочные соединения элементов получили широкое распространение, так как мягкость алюминия позволяет выполнять холодную клепку и способствует плотному заполнению отверстия стержнями заклепки и образованию замыкающей головки.

Элементы заклепки: стержень, закладная головка, замыкающая головка. Суммарная толщина соединяемых элементов называется *захватом*.

Применяют заклепки с полукруглыми, потайными, полупотайными и повышенными головками. Заклепки с потайными и полупотайными головками не допускается применять при работе их на растяжение. При работе их на смятие или срез вводят коэффициент условия работы  $\gamma_c = 0,8$ .

В строительных конструкциях наиболее употребительны заклепки диаметром 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24, 27, 30 мм. Отверстия в соединяемых элементах образуют сверлением или продавливанием на 1 ÷ 1,5 мм больше диаметра заклепки.

В стальных конструкциях применяют заклепки из углеродистой стали Ст2, а также из низколегированной стали марки 09Г2.

Болты применяют главным образом для монтажных соединений конструкций. Болтовые и заклепочные соединения не рекомендуются в конструкциях из стали высокой прочности, так как эти соединения имеют меньшую прочность, чем основной металл.

Болты выпускают грубой (класс С), нормальной (класс В) и повышенной (класс А) точности, а также высокопрочные диаметром 16 ÷ 48 мм. Кроме того, изготавливают анкерные болты диаметром до 90 мм. В комплект болта также входят гайка и шайба. Для изготовления болтов применяют углеродистые и легированные стали. Отверстия в соединениях под болты грубой и нормальной точности сверлят или продавливают диаметром на 2 ÷ 3 мм большим диаметра болта, а под болты повышенной точности сверлят диаметром большими на 0,3 мм.

Высокопрочные болты изготавливают из легированных сталей: 40Х, 40ХФА, 38ХС и т.д. Благодаря большой силе натяжения болта, контролируемой при завинчивании гаек специальным тарировочным ключом, обеспечивается высокая плотность соединения.

## 11.2. Расчет болтовых и заклепочных соединений

Заклепки и болты грубой, нормальной и повышенной точности по плоскостям сопряжений элементов работают на срез, по боковым поверхностям – на смятие соединяемых элементов, а при продольной силе, приложенной вдоль стержня заклепки или болта – на растяжение.

Соединение рассчитывают по формулам прочности из условий первой группы предельных состояний [9]:

– на срез заклепок и болтов

$$\begin{aligned} N_b &\leq n_b \cdot n_s \cdot (\pi \cdot d^2 / 4) \cdot R_{bs} \cdot \gamma_b ; \\ N_r &\leq n_r \cdot n_s \cdot (\pi \cdot d^2 / 4) \cdot R_{rs} \cdot \gamma_r ; \end{aligned} \quad (2.16)$$

– на смятие

$$\begin{aligned} N_b &\leq n_b \cdot d \cdot \sum t_{\min} \cdot R_{bp} \cdot \gamma_b ; \\ N_r &\leq n_r \cdot d \cdot \sum t_{\min} \cdot R_{rp} \cdot \gamma_r ; \end{aligned} \quad (2.17)$$

– на растяжение (отрыв головок) заклепок

$$N \leq n \cdot (\pi \cdot d^2 / 4) \cdot R_{rt} ; \quad (2.18)$$

– на растяжение болтов

$$N_b \leq n_b \cdot A_{bn} \cdot R_{bt} . \quad (2.19)$$

В приведенных формулах:

$N_b$  – расчетная продольная сила, действующая на соединение;

$n_r, n_b$  – число заклепок или болтов;

$n_s$  – число рабочих срезов одной заклепки или болта;

$d$  – диаметр отверстия для заклепки или наружный диаметр стержня болта;

$t_{\min}$  – наименьшая толщина элементов, сминаемых в одном направлении;

$R_s, R_p, R_t$  – расчетные сопротивления заклепок или болтов соответственно срезу ( $R_{rs}$  и  $R_{bs}$ ), смятию соединяемых элементов  $R_{rp}$ ,  $R_{bp}$  и растяжению  $R_{rt}$ ,  $R_{bt}$ , принимаемые по стандарту;

$\gamma_b$  – коэффициент условий работы (прил. 14)

$A_{bn}$  – площадь сечения болта нетто (прил. 15):

$$A_{bn} = (\pi/16) \cdot (d_2 + d_3)^2,$$

где  $d_2$  – номинальный средний диаметр резьбы;

$d_3 = d_1 - H/6$  – здесь  $d_1$  – номинальный внутренний диаметр резьбы;  $H$  – теоретическая высота резьбы.

Для болтов диаметром 16 ÷ 48 мм площадь поверхности сечения нетто принимают в зависимости от диаметра по стандарту: 16/1,57; 18/1,92; 20/2,45; 22/3,03; 24/2,52; 27/4,59; 30/5,66; 36/8,26; 42/11,2; 48/14,72 (до черты – диаметр болта  $d$  (мм), после черты – площадь сечения болта  $A_{bn}$  (см<sup>2</sup>). Болты диаметром 18, 22 и 27 мм применять не рекомендуется.

### 11.3. Расчет соединений на высокопрочных болтах

Расчет соединений на высокопрочных болтах выполняют с учетом передачи действующих в стыках усилий через трение, возникающее по соприкасающимся плоскостям соединяемых элементов. Расчетное усилие, воспринимаемое каждой такой поверхностью трения определяют по формуле

$$Q_{bh} = R_{bh} \cdot \gamma_b \cdot A_{bn} \cdot \mu / \gamma_h, \quad (2.20)$$

где  $R_{bh}$  – расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта в готовом изделии, равное  $R_{bh} = 0,7 \cdot R_{bun}$  ( $R_{bun}$  – временное сопротивление болта разрыву, зависящее от номинального диаметра резьбы и марки стали);

$\mu$  – коэффициент трения, принимаемый:

$\mu = 0,25$  – для поверхностей соединяемых элементов без обработки (очистки);

$\mu = 0,35$  – при обработке стальными щетками;

$\mu = 0,42$  – при огневой обработке горелками;

$\mu = 0,45 \div 0,5$  – при химической обработке;

$\mu = 0,5 \div 0,58$  – при пневматической обработке дробью;

$\gamma_b$  – коэффициент условия работы болтового соединения, равный:

– 0,8 – при числе болтов в соединении  $n < 5$ ;

– 0,9 – при числе болтов в соединении  $5 \leq n < 10$ ;

– 1,0 – при числе болтов в соединении  $n \geq 10$ ;

$\gamma_h$  – коэффициент надежности соединения, зависящий от способа обработки соединяемых поверхностей, способа регулирования болтов, ви-

да нагрузки (динамической или статической) и разности номинальных диаметров отверстий и болтов, мм, равный  $1,02 \div 1,07$  (прил. 16).

Размещение отверстий для болтов в соединении и их размещение в стальных конструкциях рекомендовано в прил. 17, 18.

Требуемое число высокопрочных болтов рассчитывают по формуле

$$n \geq \frac{N}{Q_{bh} \cdot \gamma_c}. \quad (2.21)$$

При сложном напряженном состоянии на действие изгибающего момента поперечных и продольных усилий исходят из предположения, что продольная и поперечная силы поровну распределяются между всеми заклепками (болтами) половины стыка, а максимальное усилие от действия момента возникает в наиболее удаленных от нейтральной оси заклепках (болтах). Расчетная формула для определения максимального усилия в крайней заклепке (болте) имеет вид

$$N_{\max} = \sqrt{(N_1/k + N/n)^2 + (Q/n)^2}, \quad (2.22)$$

где  $N_1 = M \cdot h_{\max} / \sum h_i^2$  – усилие, приходящееся на наиболее нагруженный (крайний) горизонтальный ряд заклепок (болтов) полустыка;

$\sum h_i^2 = h_1^2 + h_2^2 + h_3^2 + \dots + h_i^2$  – сумма квадратов расстояний между горизонтальными рядами заклепок (болтов), равноудаленных от нейтральной оси;

$k$  – число вертикальных рядов в полустыке;

$n$  – общее число заклепок (болтов) в полустыке.

$Q$  – поперечное усилие;

$N$  – продольное усилие.

При отсутствии продольных сил в формуле (2.22) принимают  $N = 0$ , а в сечении чистого изгиба, в котором и  $Q = 0$ , максимальное усилие на крайнюю заклепку (болт),  $N_{\max} = N_1/k$ . Зная  $N_{\max}$ , напряжения соединений проверяется по формулам (2.16) и (2.17), полагая  $N = N_{\max}$  и  $n = 1$ .

#### 11.4. Конструктивные требования

При конструировании соединений элементов на болтах или заклепках следует назначать болты или заклепки одного диаметра и по возможности в минимальном числе для всей конструкции. Тип соединения эле-

ментов (внахлестку или с накладками) выбирают в зависимости от конструктивного решения и условий работы стыка.

Расположение болтов и заклепок в соединении может быть рядовое или шахматное, с минимальным или максимальным расстоянием между ними и до краев элемента. В стыках и узлах расстояние между болтами и заклепками принимают (в целях экономии металла на накладки и компактности узла) минимальным, а на участки крепления элемента конструкции по всей длине, вне узлов и стыков (например, при креплении поясных уголков в клепаных балках) – максимальным. Размещение заклепок и болтов приведено в [1].

Толщина склепываемого стального пакета (захват)  $\sum t$  не должна превышать 5 диаметров заклепки  $d$ , а при применении заклепок с повышенной головкой и коническим стержнем толщина пакета может быть принята до  $7 \cdot d$ . При большей толщине пакета используют болты повышенной точности (класса А).

### 11.5. Расчет сопряжения балок на болтах (практический пример)

Требуется рассчитать узел сопряжения балки настила с главной балкой на усилие  $F$  по данным практического примера 10.3 (расчет опорного столика). Конструкция сопряжения с примыканием балки настила к поперечному ребру жесткости главной балки на болтах показана на рис. 2.20.

#### Порядок расчета:

По [1, табл. 57] принимаем в соединении болты нормальной точности класса 4,8 диаметром  $d = 20$  мм.

Несущая способность одного болта при смятии

$$N_b^1 = R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot d \cdot t_{\min} = 450 \cdot 0,9 \cdot 2 \cdot 0,65 \cdot 10^{-1} = 52,65 \text{ кН},$$

где  $R_{bp} = 450 \text{ МПа}$  – по [1, табл. 59] для болтов класса точности «В» при  $R_{un} = 370 \text{ МПа}$ ;

$t_{\min} = t_{\omega} = 6,5 \text{ мм}$  – толщина стенки двутавровой балки № 30 по стандарту.

Несущая способность одного болта при срезе

$$N_{b,s}^1 = R_{bs} \cdot \gamma_b \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot n_s = 160 \cdot 0,9 \cdot \frac{3,14 \cdot 2^2}{4} \cdot 1,0 \cdot 10^{-1} = 45,22 \text{ кН},$$

где  $R_{bs} = 160 \text{ МПа}$  – по [1, табл. 58].

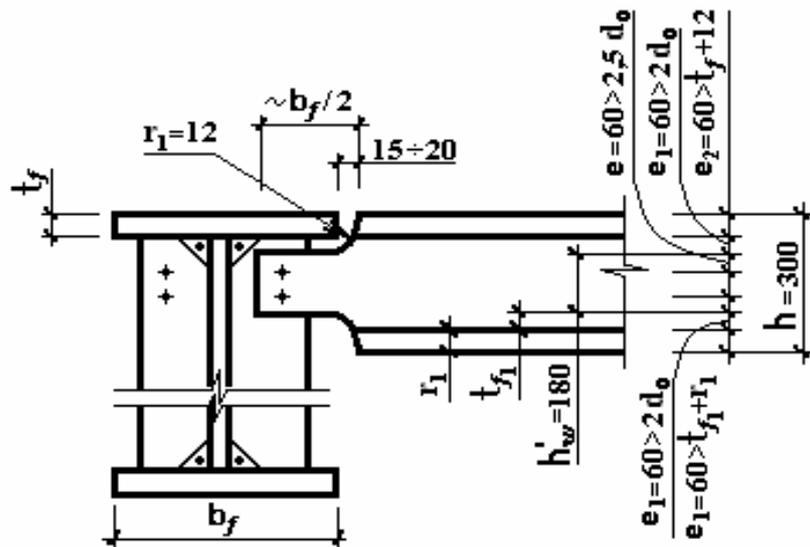


Рис. 2.20. Шарнирный узел сопряжения балок в одном уровне на болтах

Количество болтов в соединении

$$n_{cal} = \frac{1,2 \cdot F_1}{N_{b,min}} = \frac{1,2 \cdot 64,7}{45,22} = 1,72 \text{ шт.},$$

где  $F_1 = 64,7$  кН – опорная реакция балки настила;

$$N_{b,min} = N_{b,s}^1 = 45,22 \text{ кН.}$$

Принимаем количество болтов в соединении  $n = 2$  шт. (см. рис. 2.20).

Диаметр отверстий под болты

$$d_0 = d + (2 \div 3) \text{ мм} = 20 + 3 = 23 \text{ мм.}$$

Расстояние между болтами по вертикали ([1, табл. 39])

$$e \geq 2,5 \cdot d_0 = 2,5 \cdot 23 = 57,5 \text{ мм.}$$

Принимаем  $e = 60$  мм  $< 12 \cdot t_w = 12 \cdot 6,5 = 78$  мм.

Высота выреза  $e_2 \geq t_f + 12$  мм  $= 24 + 12 = 36$  мм.

Принимаем  $e_2 = 60$  мм.

Расстояние от болта до среза стенки балки настила по вертикали

$$e_1 = \frac{h - 2 \cdot e_2 - k \cdot e}{2} = \frac{300 - 2 \cdot 60 - 1 \cdot 60}{2} = 60 \text{ мм} > 2 \cdot d_0 = 2 \cdot 23 = 46 \text{ мм},$$

где  $k = n - 1 = 2 - 1 = 1$ ;  $n$  – количество болтов в соединении;

$$e_1 = 60 \text{ мм} < 8 \cdot d_0 = 8 \cdot 23 = 184 \text{ мм};$$

$$e_1 = 60 \text{ мм} < 12 \cdot t_w = 12 \cdot 6,5 = 78 \text{ мм.}$$

Прочность ослабленного опорного сечения балки настила обеспечена, так как

$$\tau = \frac{Q_{\max}}{A_{nt}} = \frac{64,7 \cdot 10}{8,71} = 74,3 \text{ МПа} < R_s \cdot \gamma_c = 139,2 \cdot 1,1 = 153,1 \text{ МПа,}$$

где  $Q_{\max} = F_1 = 64,7 \text{ кН};$

$$A_{nt} = (h_w - n \cdot d_0) \cdot t_w = (18 - 2 \cdot 2,3) \cdot 0,65 = 8,71 \text{ см}^2;$$

$$h_w = k \cdot e + 2 \cdot e_1 = 60 + 2 \cdot 60 = 180 \text{ мм (см. рис. 2.20).}$$

### Вопросы для самопроверки

1. В каких случаях применяются болтовые соединения, а в каких заклепочные?
2. Объясните работу болтовых (заклепочных) соединений.
3. Перечислите детали заклепки.
4. Какие Вы знаете классы болтов?
5. Запишите основные расчетные формулы болтовых и заклепочных соединений.
6. Какой эффект используется в соединениях на высокопрочных болтах?
7. Как определяется натяжение высокопрочных болтов?
8. Назовите величину отклонения фактического момента закручивания.
9. Через какой промежуток времени рекомендуется контроль усилия натяжения высокопрочных болтов?
10. Что обязан сделать монтажник после выполнения соединения на высокопрочных болтах?
11. Какие элементы соединения на высокопрочных болтах подлежат пооперационному контролю качества?

## ЛИТЕРАТУРА

### Основная

1. СНиП П-23-81\*. Стальные конструкции. Нормы проектирования. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990 (1991). – 96 с.
2. Металлические конструкции: учеб. для вузов / под ред. Е.И. Беленя. – 6-е изд. – М.: Стройиздат, 1986. – 560 с.
3. Металлические конструкции. Общий курс: учеб. для вузов / под ред. Г.С. Веденикова. – 7-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1998. – 760 с.

### Дополнительная

4. ГОСТ 5264-80. Ручная дуговая сварка. Соединения сварные. Основные типы, конструктивные элементы и размеры. – М.: Изд-во стандартов, 1981. – 60 с.
5. СНиП П-11-74. Алюминиевые конструкции. Нормы проектирования. – М.: Стройиздат, 1975. – 47 с.
6. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 35 с.
7. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. (Дополнения. Раздел 10. Прогибы и перемещения). – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 8 с.
8. Ищенко, И.И. Легкие конструкции одноэтажных производственных зданий / И.И. Ищенко [и др.]; под ред. И.И. Ищенко. – М.: Стройиздат, 1979. – 196 с.: ил. (Справочник проектировщика).
9. Мандриков, А.П. Примеры расчета металлических конструкций: учеб. пособие для техникумов / А.П. Мандриков. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат 1991. – 431 с.: ил.
10. Металлические конструкции: справочник проектировщика : в 3 т. / под общ. ред. В.В. Кузнецова. – М.: Изд-во АСВ, 1998. – 3 т.
11. Отставнов, В.А. Учет ответственности зданий и сооружений в нормах проектирования строительных конструкций / В.А. Отставнов [и др.]. // Строительная механика и расчет сооружений. – 1981. – №1. – С. 11 – 14.
12. Справочник проектировщика. Расчетно-теоретический. В 2 т. Т. 1. / под ред. А.А. Уманского. – М.: Стройиздат, 1972. – 599 с.

**Учебный модуль 3**  
**ЭЛЕМЕНТЫ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ**  
**(балки и балочные конструкции)**

Тема занятия	Цель занятия	Вид занятий	Кол-во часов
Балки и балочные конструкции	Познавательная, обучающая, воспитательная	Лекция	2
		Практика	2
Проектирование составных балок		Лекция	2
		Практика	2
Изменение сечения по длине составной балки		Лекция	2
		Практика	2
Проверка и обеспечение местной устойчивости элементов балок		Лекция	2
		Практика	2
Конструирование и расчет опорных узлов		Лекция	2
		Практика	2

**Лекция 12**  
**БАЛКИ И БАЛОЧНЫЕ КОНСТРУКЦИИ**

1. Область применения, классификация.
2. Компоновка балочных перекрытий расчет стального настила, прокатных балок, сравнение вариантов балочной площадки.

**12.1. Область применения, классификация**

**Область применения:** в конструкциях рабочих площадок, перекрытий промышленных и гражданских зданий, эстакад, мостов и других сооружений.

**Классификация.** Балки являются весьма распространенным элементом стальных конструкций, работающих на изгиб. Они классифицируются в зависимости от расчетной схемы, типа сечения, способа изготовления.

В зависимости от расчетной схемы, балки различают: разрезные (однопролетные), неразрезные (многопролетные), консольные.

По типу сечения – прокатные (обычные или с параллельными гранями – широкополочные) и составные сечения (сварные, клепанные и болтовые).

Пояса составных балок могут выполняться из сталей повышенной или высокой прочности, а стенка из углеродистой стали. Такие балки называются *бистальными*.

## 12.2. Компоновка балочных перекрытий, расчет стального настила, прокатных балок, сравнение вариантов балочной площадки

**Балочной клеткой (площадкой)** называется система несущих балок, образующих конструкцию перекрытия (рис. 3.1).

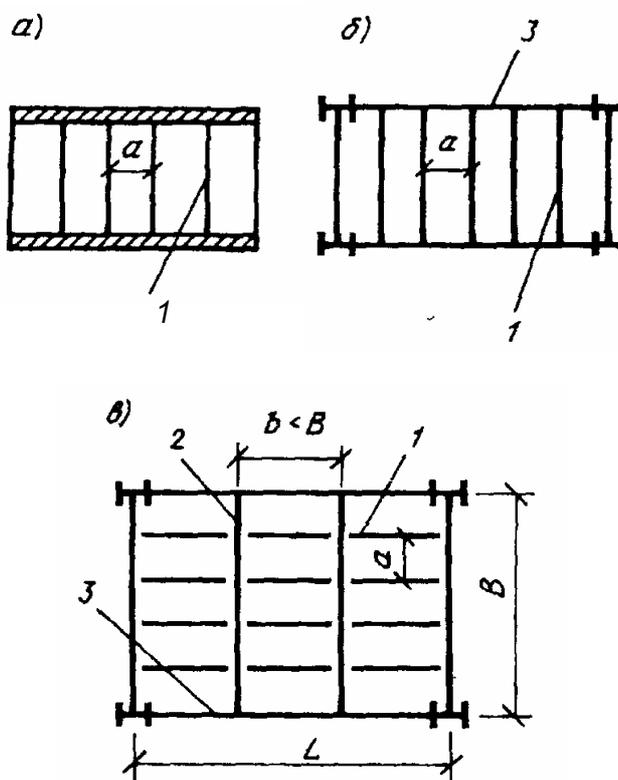


Рис. 3.1. Типы балочных площадок:

*a* – упрощенный тип; *б* – нормальный тип; *в* – усложненный тип: 1 – балка настила; 2 – вспомогательная (второстепенная) балка; 3 – главная балка

Балочная площадка (клетка, перекрытие) представляет собой конструкцию, состоящую из одной или нескольких систем балок, расположенных по взаимно перпендикулярным направлениям. В балочной площадке преимущественно применяются разрезные балки. Различают три типа балочных площадок: упрощенный, нормальный и усложненный.

*Упрощенный тип* состоит из балок, уложенных в одном направлении, параллельно меньшему размеру перекрытия (рис. 3.1, *a*).

*Нормальный тип* балочной площадки представляет собой систему главных балок и балок настила (рис. 3.1, *б*). Главные балки опираются на колонны или стены, а балки настила на главные балки составного сечения.

*Усложненный тип* – это система главных, вспомогательных (второстепенных) балок и балок настила (рис. 3.1, *в*).

Типы сопряжений балок: поэтажное, в одном уровне, пониженное и повышенное.

Пониженное и повышенное используются в вариантах балочной площадки усложненного типа. Сопряжение в одном уровне применяется в случае ограниченной строительной высоты. Поэтажное сопряжение может использоваться во всех случаях.

К размерам в плане относятся: общая длина и ширина перекрытия или площадки (рис. 3.1, в), на котором  $A$  ( $L$ ) и  $B$  – размеры ячейки или шаг колонн,  $a$  и  $b$  – расстояния между вспомогательными балками или балками настила. Это расстояние зависит от типа настила и величины нагрузки ( $0,6 \div 1,8$  м – при стальном настиле;  $1,5 \div 6$  м – при железобетонном настиле).

Шаг вспомогательных балок усложненного типа в балочной клетке назначается в пределах от 2 до 5 м.

Не рекомендуется опирание балок (вспомогательных или балок настила) в середине главной балки. Поскольку в зоне вертикального стыка стенки ставить ребра жесткости нельзя. Кроме того, это зона упругопластической работы стали.

Отметка верха габарита под площадкой устанавливается в увязке с габаритами оборудования, располагаемого под перекрытием площадки или в соответствии с другими требованиями.

В курсовом проекте определяется шаг балок настила:

- для железобетонных (прил. 1);
- для стального настила по графику прил. 2;
- или как рассматривается ниже по формуле.

**Определение шага балок настила.** При определении шага балок настила удобнее использовать следующую формулу

$$l_d = 40 \cdot \left(1 + \frac{32,2}{q^n}\right) \cdot t_d,$$

полученную из известного выражения

$$\frac{l_d}{t_d} = \frac{4 \cdot n_0}{15} \cdot \left(1 + \frac{72 \cdot E_1}{n_0^4 \cdot q^n}\right),$$

где  $t_d$  – толщина листа стального настила;

$q^n$  – заданная (нормативная) нагрузка на настил;

$E_1 = \frac{E}{1 - \nu^2}$ ;  $\nu$  – коэффициент Пуассона, для стали равный 0,3;  $E$  – модуль упругости стали  $E = 2,06 \cdot 10^5$  МПа;

даль упругости стали  $E = 2,06 \cdot 10^5$  МПа;

$f/l_d \leq [1/n_0] = 1/150$  – относительный прогиб стального настила.

**Расчёт стального настила.** В зависимости от интенсивности нагрузки для настила принимают листы толщиной  $t_d$  (рис. 3.2):

- при  $q \leq 10 \text{ кН/м}^2$  – 6 ÷ 8 мм;
- при  $11 \leq q \leq 20 \text{ кН/м}^2$  – 8 ÷ 10 мм;
- при  $21 \leq q \leq 30 \text{ кН/м}^2$  – 10 ÷ 12 мм;
- при  $q > 30 \text{ кН/м}^2$  – 12 ÷ 14 мм.

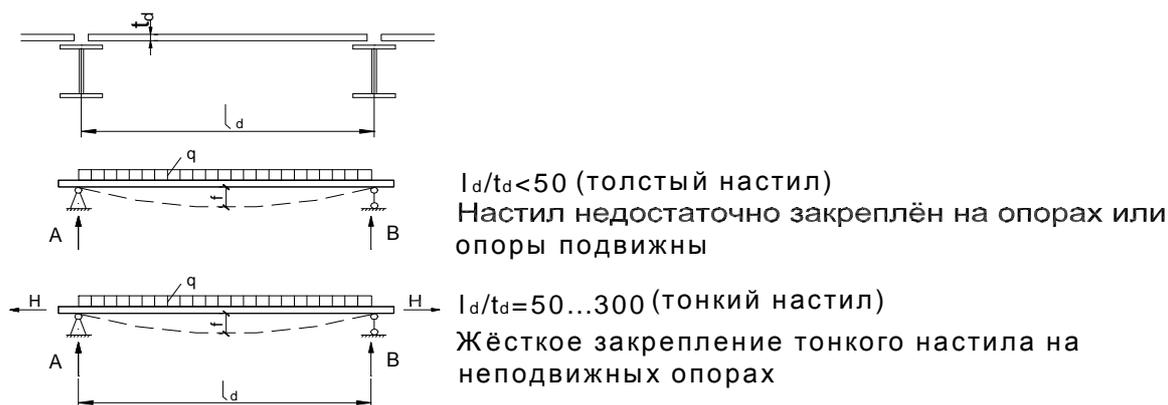


Рис. 3.2. Стальной настил и его расчетные схемы

**Расчет на прочность** стального настила как упругой висячей конструкции (при соотношении  $\frac{l_d}{t_d} > 50$ ) выполняется по формуле

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{H}{A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (3.1)$$

где  $M = M_0 \cdot \frac{1}{1 + \alpha}$ ;  $M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8}$ ;  $\alpha$  – определяется из решения кубического уравнения методом хорд (касательных)  $\alpha \cdot (1 + \alpha)^2 = 3 \cdot \left(\frac{f_0}{t_d}\right)^2$ ;  $f_0$  –

балочный прогиб  $f_0 = \frac{5 \cdot q^n \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_x}$ ;  $R_y$  определяется по [1] или прил. 4, 5.

По способу хорд корни кубического уравнения определяются на интервале  $[a, b]$  по известной из математики формуле

$$\alpha = a - \frac{(b - a) \cdot f(a)}{f(b) - f(a)} \quad (3.2)$$

**Расчет на жесткость** стального настила как упругой висячей конструкции (при соотношении  $\frac{l_d}{t_d} > 50$ ) выполняется по формуле, удовлетворяющей условию

$$\frac{f}{l_d} = \frac{5 \cdot q^n \cdot l_d^3}{384 \cdot E \cdot I_x} \leq \left[ \frac{1}{n_0} \right] = \frac{1}{150},$$

где  $f = f_0 \cdot \frac{1}{1 + \alpha}$ .

Величина распора определяется по формуле

$$H = \gamma_f \cdot \left( \frac{\pi^2}{4} \right) \cdot \left[ \frac{f_d}{l_d} \right]^2 \cdot E_1 \cdot t_d, \quad (3.3)$$

где  $\gamma_f = 1,2$  – коэффициент надёжности по нагрузке.

При работе настила с учётом распора вычисляется катет углового шва, прикрепляющего настил к балкам:

$$k_f \geq \frac{N}{l_w \cdot R_{wf} \cdot \beta_f \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c}, \quad (3.4)$$

где  $N = H$  – определяется по формуле (3.3).

### Сравнение вариантов балочной площадки

Выбор варианта зависит от расхода стали, стоимости, трудозатрат на изготовление и монтаж (табл. 3.1).

Таблица 3.1

**Рекомендуемая форма записи при сравнении вариантов**

Расчетные величины и формулы	Результаты расчета (вариант)			
	1	2	3	
			Балка настила	Вспомогательная балка
1. Тип настила материал	железобетон	стальной	стальной	
2. Толщина настила, $t_d$				
3. Вес настила, $\text{кН/м}^2$ , $g^n$				
4. Нормативная нагрузка, $\text{кН/м}$ $q^n = 1,02 \cdot (p^n + g^n) \cdot a$				

5. Расчетная нагрузка, кН/м $q = 1,02 \cdot (p^n \cdot \gamma_{f1} + g^n \cdot \gamma_{f2}) \cdot a$				
6. Расчетный изгибающий момент, кН*м $M_{\max} = q \cdot l^2 / 8$				
7. Требуемый момент инерции $W_{\min, n} = M_{\max} / c_1 \cdot R_y$				
8. Характеристики сечения по сор- таменту, м <sup>3</sup> : $W_x$				
9. $I_x$				
10. Проверка жесткости $\frac{f}{l} = \frac{5 \cdot q^n \cdot l^3}{384 \cdot EI_x} \leq \frac{1}{n_0} = \frac{1}{250}$				
11. Расход материалов, кг/м <sup>2</sup>				
12. Стоимость (условная)				
13. Трудоемкость				

**Расчёт прокатных балок.** Подбор сечения прокатной балки осуществляется в следующей последовательности:

1. Выбор марки стали по [1, табл. 50 и 51].
2. Определение нормативных и расчётных нагрузок.
3. Определение  $M_{\max}$  и  $Q_{\max}$ .
4. Вычисляют требуемый момент сопротивления  $W_{\min} \geq M_{\max} / R_y \gamma_c$
5. По сортаменту принимается ближайший профиль.
6. Проверка подобранного сечения из условия жёсткости

$$f/l = \frac{5q^n l^3}{384EI} \leq \left[ \frac{1}{n_0} \right].$$

Если верхний пояс недостаточно закреплен (отсутствует сплошной жёсткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки или отношение расчётной длины балки  $l_{cf}$  к ширине сжатого пояса  $b$  превышает значения, рекомендуемые [1], выполняется проверка общей устойчивости:

$$\sigma = \frac{M}{\phi_b W_c} \leq R_y \gamma_c,$$

где  $\phi_0$  – коэффициент, определяемый по указаниям [1, прил. 7];

$W_c$  – следует определять для сжатого пояса.

Коэффициент  $\gamma_c$  при проверке общей устойчивости балки принимают 0,95. Проверку местной устойчивости поясов и стенки прокатных балок, как правило, не делают, так как она обеспечивается принятыми толщинами элементов из условий проката.

#### **Практическое занятие 4** **КОМПОНОВКА ПЕРЕКРЫТИЯ** **И РАСЧЕТ СТАЛЬНОГО НАСТИЛА**

**Пример 4.** Центральная ячейка перекрытия нормального типа размерами  $A \times B = 12,0 \times 6,0$  м. По балкам перекрытия уложен стальной настил. Нормативная, полезная, равномерно распределенная нагрузка  $q^n = 20,0$  кН/м<sup>2</sup>;  $\gamma_{f,q} = 1,2$ . Объект первого класса ответственности. Расчетное сопротивление стали, определяемое по пределу текучести  $R_y = 235$  МПа (2350 кг/см<sup>2</sup>).

Выполнить компоновку центральной ячейки перекрытия. Определить катет углового сварного шва, проверить прочность и жесткость стального настила.

#### **Порядок расчета:**

##### **1. Компоновка перекрытия**

Пролет главных балок определяется из задания и равен 12,0 м. Пролет балок настила равен 6,0 м. Из расчета на жесткость определяется отношение  $\frac{l_d}{t_d}$  по формуле

$$\frac{l_d}{t_d} = 40 \cdot \left(1 + \frac{32,2}{q^n}\right)$$

или, подставив в формулу  $q^n = 20,0$  кН, получим

$$\frac{l_d}{t_d} = 40 \cdot \left(1 + \frac{32,2}{20,0}\right) = 104,4.$$

Задавшись толщиной настила  $t_d = 8,0$  мм, определяем шаг балок настила

$$a = l_d = 104,4 \cdot 0,8 = 83,5 \text{ см.}$$

Окончательно принимаем шаг балок настила  $a = l_d = 85,7$  см и составляем монтажную схему, показанную на рис. 3.3.

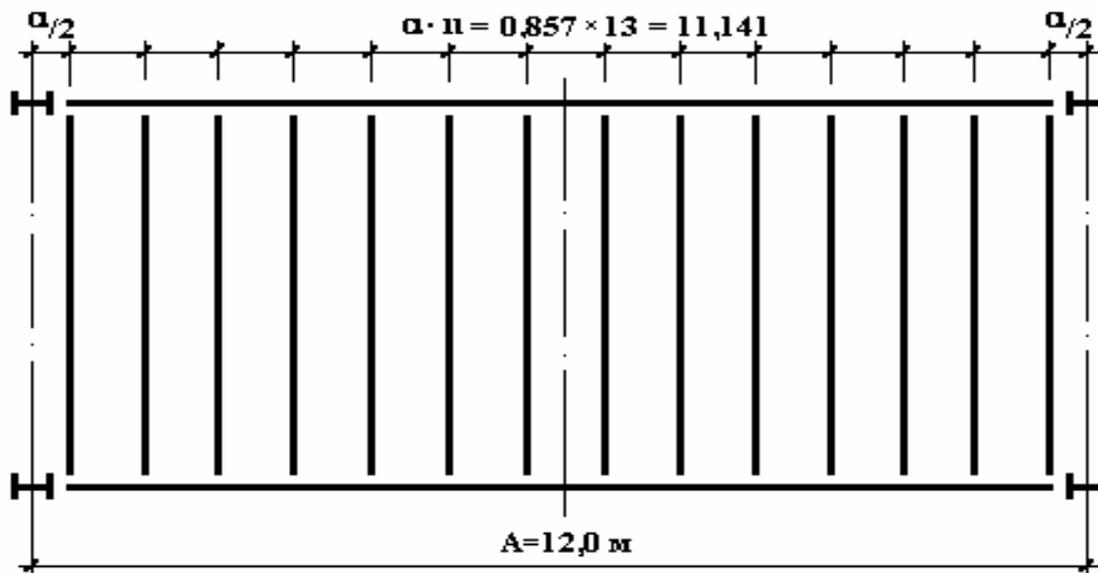


Рис. 3.3. Монтажная схема перекрытия

## 2. Расчет стального настила

### 1. Сбор нагрузок на балку настила:

– нормативная нагрузка

$$q^n = 1,02 \cdot (q_1^n + q_d^n) \cdot a = 1,02 \cdot (20,0 + 78,5 \cdot 0,8 \cdot 10^{-2}) \cdot 0,857 =$$

$$= 18,03 \text{ кН/м} = 18,03 \text{ кг/см};$$

– расчетная (линейная) нагрузка

$$q = 1,02 \cdot (q_1^n \cdot \gamma_{f,1} + q_d^n \cdot \gamma_{f,2}) \cdot a = 1,02 \cdot (20,0 \cdot 1,2 + 0,628 \cdot 1,05) \cdot 0,857 =$$

$$= 21,56 \text{ кН/м} = 21,56 \text{ кг/см}.$$

### 2. Определение катета углового сварного шва

$$k_f \geq \frac{N}{l_\omega \cdot R_{\omega f} \cdot \beta_f \cdot \gamma_{\omega f} \cdot \gamma_c} = \frac{238,0}{1,0 \cdot 1800 \cdot 0,7} = 0,19 \text{ см},$$

где  $N = H$ , определяемая по формуле (3.3)

$$N = H = 1,2 \cdot \frac{3,14^2}{4} \cdot \left(\frac{1}{150}\right)^2 \cdot 2,26 \cdot 10^6 \cdot 0,8 = 238 \text{ кг/см} = 2,38 \text{ кН/см},$$

здесь  $\left[\frac{f}{l}\right] = \frac{1}{n_0} = \frac{1}{150}$  – относительный прогиб стального настила;

$$E_1 = \frac{E}{1 - \nu^2} = \frac{2,06 \cdot 10^5}{1 - 0,3^2} = 2,26 \cdot 10^5 \text{ МПа} \text{ – приведенный модуль упругости.}$$

### 3. Проверка прочности стального настила.

При соотношении  $\frac{l_d}{t_d} > 50$  проверка прочности стального настила выполняется по формуле

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{N}{A} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

где  $M = \frac{M_0}{1 + \alpha} = \frac{19793}{1 + 1,524} = 7842 \text{ кг} \cdot \text{см};$

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{21,56 \cdot 85,7^2}{8} = 19793 \text{ кг} \cdot \text{см};$$

$\alpha$  – определяется из решения кубического уравнения вида

$$\alpha \cdot (1 + \alpha)^2 = 3 \cdot \left(\frac{f_0}{t}\right)^2,$$

здесь  $f_0$  – балочный прогиб  $f_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n \cdot l^4}{E \cdot I_x} = 1,44 \text{ см};$

$$I_x = \frac{b \cdot t_d^3}{12} = \frac{100,0 \cdot 0,8^3}{12} = 4,27 \text{ см}^3.$$

Находим коэффициент  $\alpha$  по способу хорд на интервале [1,5; 1,6]

$$\alpha \cdot (1 + \alpha)^2 = 9,72.$$

Тогда  $a = 1,5$   $f_{(a)} = -0,345$

$b = 1,6$   $f_{(b)} = +1,096.$

В первом приближении находим

$$\alpha = x_1 = a - \frac{(b - a) \cdot f_{(a)}}{f_{(b)} - f_{(a)}} = 1,5 - \frac{(1,6 - 1,5) \cdot (-0,345)}{+1,096 - (-0,345)} = 1,524.$$

Проверка прочности стального настила по формуле (3.1):

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{N}{A} = \frac{6 \cdot 7842}{100 \cdot 0,8^2} + \frac{238}{1,0 \cdot 0,8} \approx 1033 \text{ кг/см}^2 < 2350 \text{ кг/см}^2.$$

Условие прочности соблюдается.

#### 4. Проверка жесткости стального настила.

При проверке жесткости стального настила должно соблюдаться условие

$$\frac{f}{l} \leq \frac{1}{n_0} = \frac{1}{150},$$

где  $f = f_0 \cdot \frac{1}{1 + \alpha} = 1,44 \cdot \frac{1}{1 + 1,524} = 0,57 \text{ см.}$

$$\frac{f}{l} = \frac{0,57}{85,7} \approx \frac{1}{150}, \text{ следовательно, жесткость стального настила обеспечена.}$$

**Пример 5.** Подобрать сечение прокатных балок настила по данным примера 4. Сталь с  $R_y = 2350 \text{ кг/см}^2$ .

**Порядок расчета.**

1. Определение требуемого момента сопротивления:

– при *упругой работе*

$$W_{n,x} \geq \frac{M_x}{R_y \cdot \gamma_c};$$

– при *учете пластических деформаций и стали с пределом текучести*  $R_{yn} \leq 580 \text{ МПа}$  и  $\tau \leq 0,9 \cdot R_s$ , для разрезных балок, несущих статическую нагрузку и закрепленных от потери общей устойчивости, требуемый момент сопротивления определяется по формуле

$$W_{n,x} \geq \frac{M_x}{c_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c},$$

где  $c_1$  – коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций и принят в первом приближении равным 1,1 или по прил. 6, 9, в зависимости от соотношения площади пояса к площади стенки;

$M_x$  – расчетный изгибающий момент

$$M_x = M_{\max,x} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{21,56 \cdot 6,0^2}{8} = 97,02 \text{ кН} \cdot \text{м} = 970200 \text{ кг} \cdot \text{см},$$

здесь расчетная нагрузка  $q = 21,56 \text{ кН/м}$ ,  $l = 6,0 \text{ м}$  принято по данным примера 4.

Тогда, требуемый момент сопротивления  $W_{n,x} \geq 375 \text{ см}^3$ .

2. По сортаменту [3] принимаем двутавровую балку № 30:

$W_x = 472 \text{ см}^3$  – момент сопротивления;

$I_x = 7080 \text{ см}^4$  – момент инерции;

$I_t = 17,4 \text{ см}^4$  – момент инерции при кручении;

$t_\omega = 6,5 \text{ мм}$  – толщина стенки;

$b_f = 135,0$  мм – ширина полки;  
 $t_f = 10,2$  мм – толщина полки;  
36,5 кг – вес одного погонного метра профиля.

### 3. Проверка жесткости балки настила.

Проверка жесткости балки настила выполняется по формуле

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n \cdot l^3}{E \cdot I_x} \leq \frac{1}{n_0} = \frac{1}{250}$$

или, подставив в формулу известные значения, получим

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{18,03 \cdot 600^3}{2,06 \cdot 10^6 \cdot 7080} = 0,00348 = \frac{1}{287} < \frac{1}{250} = 0,004$$

Таким образом, жесткость балки настила перекрытия центральной ячейки обеспечена.

### 4. Проверка общей устойчивости

Согласно [1, п. 5.16] верхний пояс балки закреплен от потери устойчивости. Сжатый пояс стальной балки настила надежно связан сваркой. Поэтому в рассматриваемом примере проверки общей устойчивости не требуется. Местная устойчивость балки настила обеспечивается условиями проката.

**Пример 6.** Выполнить проверку общей устойчивости балки настила по данным примера 5 при условии недостаточного закрепления верхнего пояса. Сталь с  $R_y = 2350$  кг/см<sup>2</sup>.

### Порядок расчета

1. При условии недостаточного закрепления верхнего пояса прокатной балки настила проверка общей устойчивости выполняется по формуле

$$\frac{M_{\max,x}}{\varphi_b \cdot W_c} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

где  $M_{\max,x} = 97,02$  кН·м – данные примера 5;

$W_c = W_x = 472$  см<sup>3</sup> – данные примера 5;

$\gamma_c = 0,95$  – данные из [1, табл. 6];

$R_y = 2350$  кг/см<sup>2</sup> – данные примера 5.

2. Определение  $\varphi_b$

Значения коэффициента  $\varphi_b$  в [1, формула (34)] необходимо принимать [1, прил. 7]:

$$\begin{aligned} \text{при } \varphi_1 \leq 0,85 & \quad \varphi_b = \varphi_1; \\ \text{при } \varphi_1 > 0,85 & \quad \varphi_b = 0,68 + 0,21 \cdot \varphi_1, \text{ но не более } 1,0. \end{aligned}$$

### 3. Определение коэффициента $\varphi_1$

Для балок двутаврового сечения с двумя осями симметрии необходимо вычислить коэффициент  $\varphi_1$  по формуле

$$\varphi_1 = \psi \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \left(\frac{h}{l_{ef}}\right)^2 \cdot \frac{E}{R_y},$$

где коэффициент  $\psi$  для двутавровых балок с двумя осями симметрии зависит от количества закреплений сжатого пояса в пролете, вида нагрузки и значений коэффициента  $\alpha$

$$\alpha = 1,54 \cdot \frac{I_t}{I_y} \cdot \left(\frac{l_{ef}}{h}\right)^2 = 1,54 \cdot \frac{17,4}{337} \cdot \left(\frac{600}{30}\right)^2 = 31,8 < 40,0.$$

Согласно [1, прил. 7\*, табл. 77,] при  $0,1 \leq \alpha \leq 40$  и нагруженном верхнем поясе равномерно распределенной нагрузкой определяем коэффициент  $\psi$  по формуле

$$\psi = 1,6 + 0,08 \cdot \alpha = 1,6 + 0,08 \cdot 31,8 = 4,144.$$

$$\text{Находим } \varphi_1 = 4,144 \cdot \frac{337}{7080} \cdot \left(\frac{30}{600}\right)^2 \cdot \frac{2,06 \cdot 10^6}{2350} = 0,43.$$

$$\text{Тогда, при } \varphi_1 = 0,41 < 0,85 \quad \text{принимается} \quad \varphi_b = \varphi_1 = 0,43.$$

### 4. Проверка общей устойчивости по формуле

$$\frac{M_{\max, x}}{\varphi_b \cdot W_c} \leq R_y \cdot \gamma_c$$

или

$$\frac{970200}{0,43 \cdot 472} = 4780 > 2350 \cdot 0,95 = 2232,5 \text{ кг/см}^2.$$

Таким образом, в рассматриваемом примере общая устойчивость балки настила при отсутствии надежного закрепления верхнего пояса не обеспечена.

## Лекция 13 ПРОЕКТИРОВАНИЕ СОСТАВНЫХ БАЛОК

**Составление расчетной схемы.** Расчётная схема главной балки устанавливается в соответствии с выбранным типом (вариантом) балочной клетки. В курсовой работе рассчитывают наиболее нагруженную главную балку, на которую балки настила или вспомогательные балки опираются с двух сторон.

При расположении сосредоточенных сил на балке более 5 (нормальный тип балочной клетки) их заменяют равномерно распределённой нагрузкой, эквивалентной по интенсивности сосредоточенным грузам.

Сечение составной балки состоит из трёх листов: стенки и двух поясов (полок). Компоновку составного сечения начинают с определения высоты балки.

Определение требуемого момента сопротивления с учетом развития пластических деформаций в наиболее нагруженном сечении, то есть в середине пролета, вычисляют по формуле

$$W_{n,\min} \geq \frac{M_{\max}}{c_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c},$$

где  $c_1$  – коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций;  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы, определяемый по [1, табл. 6];  $R_y$  – расчетное сопротивление стали, определяемое по пределу текучести [1].

Высота главной балки ( $h$ ) определяется из условия

$$h_{\min} \leq h \leq h_{\max} \text{ и по возможности стремиться к } h_{\text{opt}}.$$

**Максимальная высота**  $h_{\max}$  определяется из заданной строительной высоты  $h_{\text{стр}}$  от типа сопряжения (рис. 3.4),

где  $h_{\text{стр}}$  – принимается по заданию,

$h_{pd}$  – высота балки настила, принимается по выбранному варианту;

$t_d$  – толщина настила, принимается по расчету;

$\Delta$  – допуск безопасности

Максимальная высота балки при этажном сопряжении балок:

$$h_{\max} = h_{\text{стр}} - h_d - h_{pd} - \Delta,$$

где  $\Delta > \frac{1}{n_0} \cdot L$ ;  $\frac{1}{n_0} = \frac{1}{150}$  – для стального настила,  $\frac{1}{n_0} = \frac{1}{250}$  – для балок

настила,  $\frac{1}{n_0} = \frac{1}{400}$  – для главной балки.

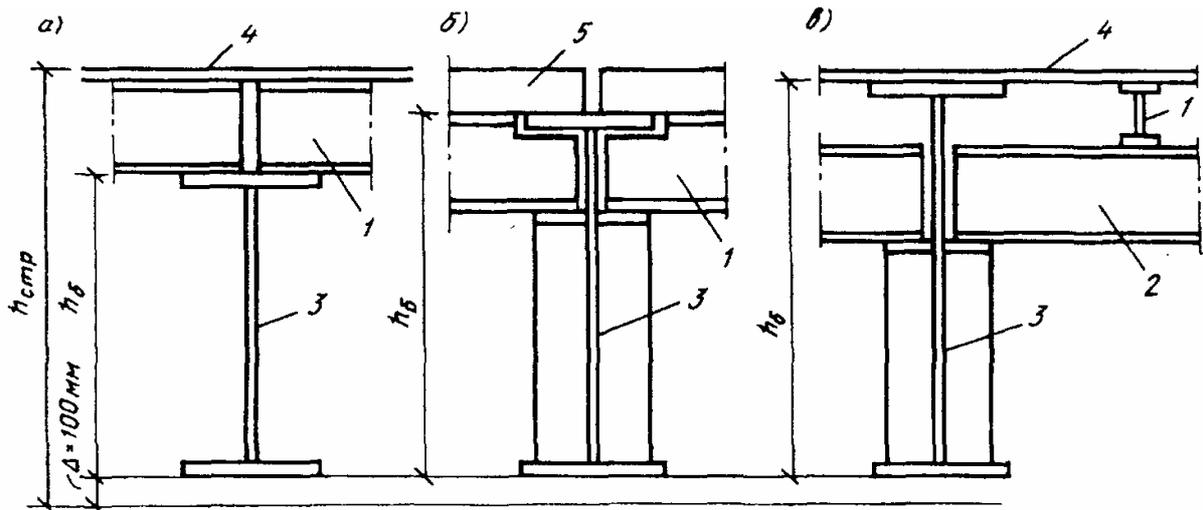


Рис. 3.4. Типы сопряжений балочной площадки

**Оптимальная высота ( $h_{opt}$ )**, при которой расходуется минимальное количество металла (рис. 3.5).

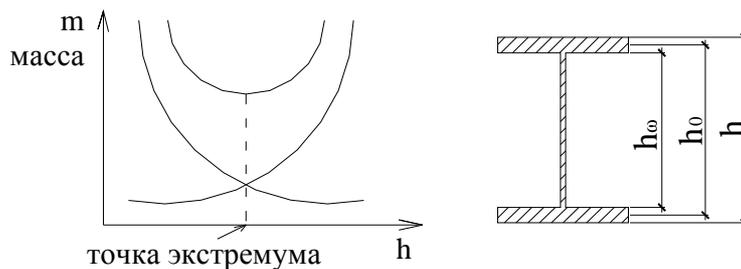


Рис. 3.5. График изменения элементов главной балки

Масса сечения балки состоит из массы сечений поясов и массы сечения стенки. Тогда выражение полной массы сечения балки запишется в следующем виде

$$m_{tot} = m_f + m_{\omega}$$

или в развернутом виде

$$m_{tot} = 2 \cdot \frac{c \cdot M}{h_p \cdot R_y} \cdot \rho \cdot k_1 + h_p \cdot t_{\omega} \cdot \rho \cdot k_2,$$

где  $m_f$  – масса поясов балки;  $m_{\omega}$  – масса стенки балки;  $c$  – доля момента, воспринимаемого поясами балки;  $M$  – расчетный момент, действующий на балку;  $\rho = 7850 \text{ кг/м}^3$  – объемная масса стали;  $k_1$  и  $k_2$  – конструктивные коэффициенты поясов и стенки балки соответственно;  $h_p$  – высота балки;  $t_{\omega}$  – толщина стенки.

Определяя минимум массы сечения балки, берем первую производную от выражения массы сечения балки по ее высоте и приравниваем к нулю

$$\frac{dm_{tot,p}}{dh_p} = -\frac{2 \cdot c \cdot M}{h_p^2 \cdot R_y} \cdot \rho \cdot k_1 + t_\omega \cdot \rho \cdot k_2 = 0,$$

Отсюда, заменяя  $M / R_y = W$ , получим

$$h_{opt} = \sqrt{\frac{2 \cdot c \cdot k_1 \cdot W}{k_2 \cdot t_\omega}} = \sqrt{\frac{2 \cdot c \cdot k_1}{k_2}} \cdot \sqrt{\frac{W}{t_\omega}} = k \cdot \sqrt{\frac{W}{t_\omega}}.$$

В формуле  $h_{opt} = k \cdot \sqrt{\frac{W}{t_\omega}}$  коэффициент  $k$  зависит от конструктивного оформления балки конструктивных коэффициентов поясов и стенки. Из за ослабления сечения заклепочными отверстиями эти коэффициенты для клепанных балок больше, для сварных – меньше. Величину коэффициента рекомендуется принимать для сварных балок, равной  $1,2 \div 1,15$ , для клепанных –  $1,25 \div 1,2$ .

Приведенный вывод не является строгим, так как он не учитывает изменения соотношения между высотой и толщиной стенки в балках различной высоты, а, следовательно, и изменения коэффициента  $c$  распределения момента между стенкой и поясами балки.

При проектировании возможно отступление от  $h_{opt}$ . Так, например, отступление действительной высоты от оптимальной до 20 % приводит к увеличению массы всего до 4 %.

Оптимальная высота балки при минимальных затратах металла определяется по различным формулам. Зависимость оптимальной высоты балки от заданной гибкости стенки вывел К.К. Муханов:

$$h_{opt} = \sqrt[3]{3\lambda_\omega \cdot W / 2}.$$

В курсовом проекте удобнее использовать формулу определения оптимальной высоты в следующем виде

$$h_{opt} = (5,5 \div 6,5) \cdot \sqrt[3]{W_{n,\min}},$$

где  $k$  – конструктивный коэффициент (см. выше);

$$W_{n,\min} = \frac{M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c \cdot c_1} - \text{требуемый момент сопротивления, определяе-}$$

мый из условия прочности;

$$M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{8} - \text{максимальный расчетный изгибающий момент.}$$

**Минимальная высота стенки** (балки) обеспечивает необходимую жесткость при полном использовании несущей способности материала.

Используя условие жесткости (2-й группы предельных состояний), определяется минимальная высота стенки:

- для равномерно распределенной нагрузки

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n \cdot l^4}{E \cdot I}.$$

Подставив в формулу  $M = \frac{q^n \cdot l^2}{8}$ , получим  $f = \frac{5 \cdot M \cdot l^2}{48 \cdot EI}$ .

Известно, что  $M = W \cdot \sigma_q$  и  $I = W \cdot \frac{h}{2}$ .

После подстановки получим  $f = \frac{5}{24} \cdot \frac{\sigma_q \cdot l^2}{Eh} \Rightarrow h = \frac{5}{24} \cdot \frac{\sigma_q \cdot l}{E} \cdot \left( \frac{l}{f} \right)$ ,

где  $\sigma_q = R_y \cdot \frac{q^n}{q^n \cdot \gamma_f}$ , здесь  $q^n \cdot \gamma_f = q$  – расчетная нагрузка.

Отношение прогиба балок к их пролету  $\left[ \frac{f}{l} \right]$  регламентируется [1]

в зависимости от назначения балки. Тогда

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{R_y l}{E} \cdot \left[ \frac{l}{f} \right] \cdot \frac{q^n}{q};$$

- для балок, использующих упругопластическую работу материала

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{R_y c_1 l}{E} \cdot \left[ \frac{l}{f} \right] \cdot \frac{q^n}{q},$$

где  $q^n$  – нормативная нагрузка;  
 $q$  – расчетная нагрузка.

**Определение толщины стенки  $t_\omega$ .** Толщина стенки определяется из следующих условий:

- из условия опыта проектирования  $t_\omega = 7 + \frac{3 \cdot h}{1000}$  мм;

– из условия среза стенки, в зависимости от опоры главной балки (рис. 3.6, 3.7):

первый способ:

При опоре разрезной стальной балки с помощью ребра, приваренного к торцу балки, можно считать, что в опорном сечении балки на касательные напряжения работает только стенка, а пояса еще не включились в работу сечения балки. Тогда плечо внутренней пары

$$\frac{I}{S} = \frac{t_{\omega} \cdot h_{\omega}^3}{12} \cdot \frac{8}{t_{\omega} \cdot h_{\omega}^2} = \frac{2}{3} \cdot h_{\omega}.$$

Для этого случая толщина стенки:

$$t_{\omega} = \frac{Q \cdot S}{I \cdot R_s} = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{h_{\omega} \cdot R_s} \quad \text{или} \quad t_{\omega} = 1,5 \frac{Q_{\max}}{h_{\omega} \cdot R_s}.$$

второй способ:

Для определения наименьшей толщины стенки из условия ее работы на касательные напряжения можно воспользоваться формулой Н.Г. Журавского:

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{I \cdot t_{\omega}} \leq R_s \cdot \gamma_c,$$

где  $Q$  – поперечная сила;  $S$  – статический момент полусечения балки, относительно нейтральной оси;  $I$  – момент инерции сечения балки;  $t_{\omega}$  – толщина стенки;  $R_s$  – расчетное сопротивление материала стенки на срез.

В балке оптимального сечения с площадью поясов, равной площади стенки, плечо внутренней пары составит  $I/S \approx 0,85 \cdot h$ ;

Подставляя это соотношение ( $I/S$ ) в формулу Журавского получаем

$$t_{\omega} = \frac{Q_{\max} \cdot S}{I \cdot R_s} \approx \frac{Q_{\max}}{0,85 \cdot h \cdot R_s} = \frac{1,2 \cdot Q_{\max}}{h \cdot R_s},$$

где  $R_s$  – расчетное сопротивление стали срезу металла;  $R_s = 0,58 \cdot R_y$  ( $R_y$  – расчетное сопротивление стали, определяемое по пределу текучести).

Из условия обеспечения местной устойчивости стенки (без дополнительной установки ребра жесткости)

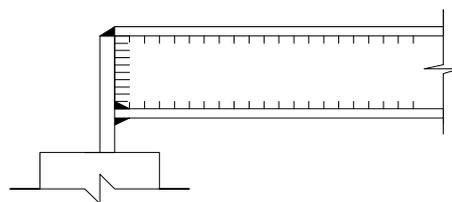


Рис. 3.6. Первый способ опирания главной балки

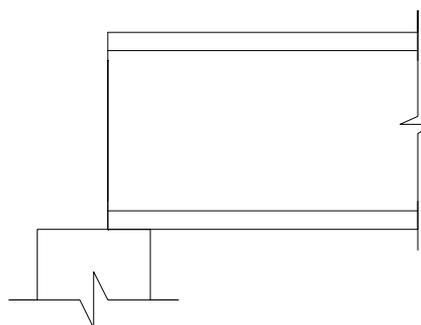


Рис. 3.7. Второй способ опирания главной балки

$$t_{\omega} \geq \frac{h_{\omega}}{160} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad \text{где} \quad E = 2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа}.$$

$$t_{\omega} \geq \frac{h_{\omega}}{5,5} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}.$$

Используя вышеприведенные формулы, назначается толщина стенки  $t_{\omega}$ , принимая во внимание толщину прокатываемых листов сортаментного ряда.

**Определение толщины пояса  $t_f$ .** Толщина пояса назначается, равной

$$t_f = (2 \div 3) \cdot t_{\omega}.$$

**Определение ширины полки (пояса)  $b_f$ .** Для этого необходимо определить требуемую площадь поясов  $A_f$

$$A_f = \frac{2 \cdot I_{f,\min}}{(h_0)^2},$$

где  $h_0 = h_p - t_f$ ;  $I_{f,\min}$  вычисляем по формуле (1.2).

Обратить внимание на то, что в целях упрощения расчета, при определении площади сечения полки ( $A_f$ ), собственный момент инерции полки не учитывается.

Затем определяется ширина полки  $b_f = \frac{A_f}{t_f}$ .

Ширину полки необходимо увязать с действующим сортаментом. Кроме того, ширина пояса полки принимается в пределах

$$b_f = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{5}\right) h_{\omega}.$$

Ширина полки по конструктивным соображениям должна быть

$$b_f \geq 180 \text{ мм}.$$

При очень широких поясах напряжение распределяется неравномерно по ширине пояса. Очень узкие пояса балки требуют частого закрепления связями и потому невыгодны. По условиям местной устойчивости ширина свеса  $b_{ef}$  сжатого пояса стальной балки не должна быть больше значений, определяемых по формуле (при упругой работе)

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

В сечениях, учитывающих условия развития пластических деформаций должно соблюдаться условие:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = 0,11 \frac{h_{ef}}{t_w}, \text{ но не более } 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

где  $h_{ef} = h - 2 \cdot t_f$  расчетная высота балки.

Для стали с пределом текучести  $\sigma_y \leq 380$  МПа наибольшие отношения  $b_{ef}/t_f$  составляют примерно  $12 \div 15$ . Для растянутых поясов балок отношение  $b_{ef}/t_f$  принимают не более 30 из условия равномерного распределения напряжений по ширине пояса (полки).

На основании указанных соображений устанавливают окончательно толщину  $t_f$  и ширину  $b_f$  поясного листа в пределах сортамента. Установив сечение балки, проверяют ее прочность на изгиб и срез.

Подобранное сечение проверяется на прочность. Для этого определяется фактическое значение момента сопротивления  $W$  и проверяют наибольшие нормальные напряжения

$$\sigma_{\max} = M_{\max} / W \leq R_y \cdot \gamma_c \quad \text{или} \quad \sigma_{\max} = M_{\max} / c_1 \cdot W \leq R_y \cdot \gamma_c.$$

Перенапряжение, как правило, не допускается, а недонапряжение для удовлетворительно подобранного сечения балки должно составлять не более 5 %. Для экономии стали по мере уменьшения изгибающего момента можно изменять ширину полок. Применяемые размеры стенки и полок необходимо согласовывать с сортаментом на листовую и полосовую сталь по стандартам.

## Практическое занятие 5 КОМПОНОВКА СОСТАВНОГО СЕЧЕНИЯ ГЛАВНОЙ БАЛКИ

**Пример 7.** Выполнить компоновку составного сечения главной балки по данным примера 4. Сталь с  $R_y = 2350$  кг/см<sup>2</sup>.

### Порядок расчета.

1. Составление расчетной схемы главной балки.

При составлении расчетной схемы главной балки (рис. 3.8, а) учитывается возможность замены действия сосредоточенных усилий (пять и более), передаваемых от балок настила на верхний пояс главной балки, на эквивалентную равномерно распределенную нагрузку (рис. 3.8, б).

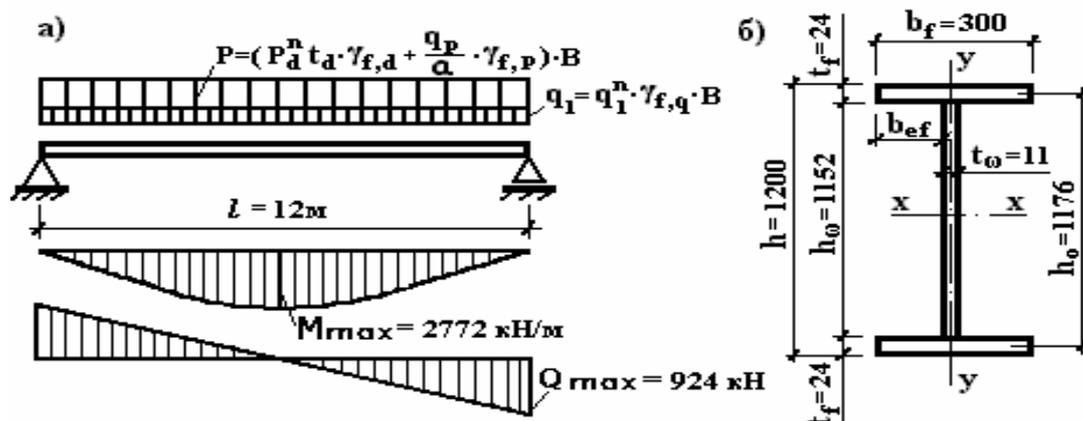


Рис. 3.8. Компоновка составного сечения: а – расчетная схема; б – сечение балки

## 2. Сбор нагрузок на главную балку.

Собственный вес главной балки принимаем ориентировочно в размере 1 ÷ 2 % от нагрузки на нее. Тогда,

– нормативная нагрузка

$$q^n = 1,02 \cdot \left( q_1^n + \rho_d^n \cdot t_d + \frac{g_p}{a} \right) \cdot B =$$

$$= 1,02 \cdot \left( 20,0 + 78,5 \cdot 0,8 \cdot 10^{-2} + \frac{0,365}{0,857} \right) \cdot 6,0 = 129 \text{ кН/м};$$

– расчетная нагрузка

$$q = 1,02 \cdot \left( q_1^n \cdot \gamma_{f,q} + \rho_d^n \cdot t_d \cdot \gamma_{f,d} + \frac{g_p}{a} \cdot \gamma_{f,p} \right) \cdot B =$$

$$= 1,02 \cdot \left( 20 \cdot 1,2 + 78,5 \cdot 0,8 \cdot 10^{-2} \cdot 1,05 + \frac{0,365}{0,857} \cdot 1,05 \right) \cdot 6,0 = 154 \text{ кН/м}.$$

## 3. Определение $M_{\max}$ и $Q_{\max}$

$$M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{154 \cdot 12^2}{8} = 2772 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$Q_{\max} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{154 \cdot 12}{2} = 924 \text{ кН}.$$

#### 4. Определение требуемого момента сопротивления

$$W_{n,x} = \frac{M_{\max}}{c_1 \cdot R_y} = \frac{27720000}{1,12 \cdot 2350} = 10532 \text{ см}^4,$$

где  $c_1 = 1,12$  – коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций, принимаемый по [1, табл. 66] при  $\frac{A_f}{A_\omega} = 0,5$ .

#### 5. Определение высоты стенки.

Высота главной балки ( $h$ ) определяется из условия

$$h_{\min} \leq h \leq h_{\max} \text{ и по возможности стремиться к } h_{\text{opt}}.$$

Минимальная высота стенки

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{c_1 \cdot R_y \cdot l}{E} \cdot \left[ \frac{l}{f} \right] \cdot \frac{q^n}{q} = \frac{5}{24} \cdot \frac{1,12 \cdot 2350 \cdot 1200}{2,06 \cdot 10^6} \cdot [400] \cdot \frac{129}{154} = 107 \text{ см}$$

$$h_{\min} = 107 \text{ см}.$$

#### 6. Определение оптимальной высоты балки.

В рассматриваемом примере удобно использовать приближенную формулу

$$h_{\text{opt}} = (5,5 \div 6,5) \cdot \sqrt[3]{W_{n,x}} = (5,5 \div 6,5) \cdot \sqrt[3]{10532} = (120 \div 142) \text{ см}$$

$$h_{\text{opt}} = 120 \text{ см}.$$

Принимаем окончательно высоту балки  $h = 120$  см. В рассматриваемом примере строительная высота не задана. Поэтому  $h_{\max}$  не определяется.

#### 7. Определение толщины стенки:

– из условия среза

$$t_\omega \geq \frac{1,5 \cdot Q_{\max}}{h \cdot R_s} = \frac{1,5 \cdot 92400}{120 \cdot 1363} = 0,85 \text{ см} = 8,5 \text{ мм},$$

где  $R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 2350 = 1363 \text{ кг/см}^2$ ;

– из опыта проектирования

$$t_\omega = 7 + \frac{3 \cdot h}{1000} = 7 + \frac{3 \cdot 1200}{1000} = 10,6 \text{ мм};$$

– из условия, исключающего постановку продольного ребра жесткости

$$t_{\omega} \geq \frac{h}{5,5} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{120}{5,5} \cdot \sqrt{\frac{2350}{2,06 \cdot 10^6}} = 0,74 \text{ см} = 7,4 \text{ мм} < 8,5 \text{ мм}.$$

Принимаем толщину стенки, равную 11,0 мм.

8. Определение толщины поясов по формуле

$$t_f = (2 \div 3) \cdot t_{\omega} = (2 \div 3) \cdot 11,0 = (22,0 \div 33,0) \text{ мм}.$$

9. Определение требуемой площади поясов и ширины полки (см. пример 1)

$$A_f^n = \frac{2 \cdot I_f}{h_0^2} = \frac{2 \cdot 491778}{117,6^2} = 71,1 \text{ см}^2,$$

где  $I_{f, \min} = I_{\min, x} - I_{\omega} = 631920 - 140142 = 491778 \text{ см}^4;$

$$I_{\min, x} = W_{n, x} \cdot \frac{h}{2} = 10532 \cdot \frac{120}{2} = 631920 \text{ см}^4;$$

$$I_{\omega} = \frac{t_{\omega} \cdot h_{\omega}^3}{12} = \frac{1,1 \cdot 115,2^3}{12} = 140142 \text{ см}^4;$$

$$h_0 = h - t_f = 120 - 2,4 = 117,6 \text{ см}; \quad b_f = \frac{A_f}{t_f} = \frac{71,1}{2,4} = 29,6 \text{ см}.$$

Принимаем  $b_f = 30,0 \text{ см} = 300 \text{ мм}$ .

10. Проверка принятой ширины свесов поясов:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{30,0 - 1,1}{2 \cdot 2,4} = 6,02 < 0,11 \cdot \frac{h_0}{t_{\omega}} = 0,11 \cdot \frac{117,6}{1,1} = 11,76 < 0,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 14,8.$$

11. Проверка несущей способности балки по устойчивости стенки в области пластических деформаций.

При  $M_{\max} = 2772 \text{ кН} \cdot \text{м}$  и  $Q = 0$  ( $\tau = 0$ ) проверка выполняется по формуле

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 277200 < R_y \cdot \gamma_c \cdot h_0^2 \cdot t_{\omega} \cdot \left( \frac{A_f}{A_{\omega}} + \alpha \right) = \\ &= 23,5 \cdot 1,0 \cdot 117,6^2 \cdot \left( \frac{72,0}{126,7} + 0,225 \right) = 283594 \text{ кН} \cdot \text{см}, \end{aligned}$$

где

$$\alpha = 0,24 - 0,15 \cdot \left( \frac{\tau}{R_s} \right)^2 - 8,5 \cdot 10^{-3} \cdot (\bar{\lambda}_{\omega} - 2,2)^2 = 0,24 - 8,5 \cdot 10^{-3} (3,54 - 2,2)^2 = 0,225.$$

$$\text{Здесь } \bar{\lambda}_\omega = \lambda_\omega \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{115,2}{1,1} \cdot \sqrt{\frac{23,5}{2,06 \cdot 10^4}} \approx 3,54.$$

12. Проверка подобранного сечения на прочность рассматривается в примере 10.

## Лекция 14

### ИЗМЕНЕНИЕ СЕЧЕНИЯ, РАСЧЕТ ПОЯСНЫХ ШВОВ И ПРОВЕРКА ОБЩЕЙ УСТОЙЧИВОСТИ ГЛАВНОЙ БАЛКИ

1. Изменение сечения по длине составной балки.
2. Расчет поясных швов.
3. Проверка общей устойчивости.

#### 14.1. Изменение сечения по длине составной балки

Сечение составной балки, подобранное по максимальному изгибающему моменту, можно уменьшить в местах снижения моментов (в разрезных балках – у опор). Однако каждое изменение сечения, дающее экономию материала, несколько увеличивает трудоемкость изготовления балки, и поэтому оно экономически целесообразно только для балок пролетом 10 – 12 м и более.

Изменение сечения балки возможно уменьшением ширины или толщины поясов или высоты стенки.

Место изменения сечения при равномерно распределенной нагрузке принимается на расстоянии  $1/6$  пролета балки от опоры (рис. 3.9).

В месте изменения сечения определяется значение изгибающих моментов и поперечных сил по формулам:

$$M_1(x) = q \cdot x \cdot (l - x) / 2 ; \quad Q_1(x) = q \cdot \left( \frac{l}{2} - x \right).$$

Исходя из упругой работы материала, подбирают новое сечение поясов. Ширина поясов должна отвечать следующим требованиям:  $b_{f1} \geq 180$  мм;  $b_{f1} \geq 1/10 h$ ; требуемый момент сопротивления  $W_{n1} \geq M_1 / R_{\omega y}$ .

$$\text{Площадь поясов в сечении 1-1} \quad A_{f1} = 2 \cdot I_{f1} / h_{01}^2;$$

$$\text{Момент инерции уменьшенного пояса} \quad I_{f1} = I_{1,\min} - I_\omega;$$

$$\text{Момент инерции уменьшенного сечения} \quad I_{1,\min} = W_{n,1} \cdot \frac{h}{2}.$$

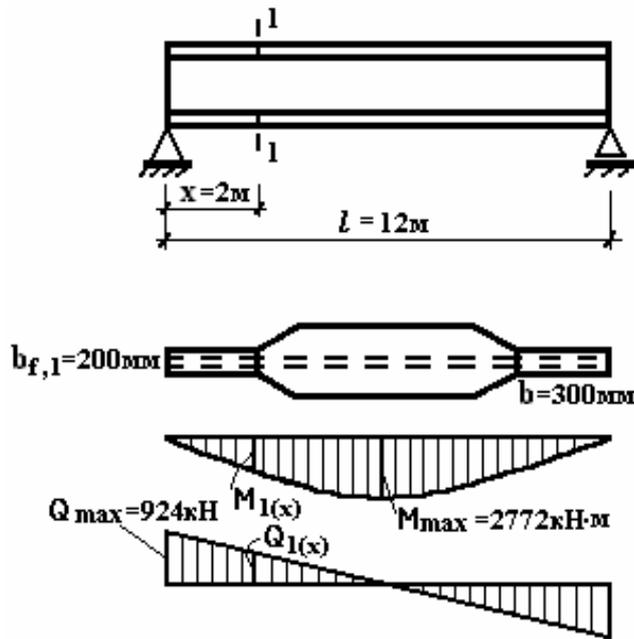


Рис. 3.9. Место изменения сечения главной балки

## 14.2. Расчет поясных швов

Соединения поясов составной балки со стенкой осуществляют в сварных балках поясными швами.

При изгибе балки такое соединение предотвращает сдвиг поясов относительно стенки балки, который был бы при отдельной работе элементов балки на изгиб.

Сдвигающее усилие  $T$ , приходящееся на 1 см длины балки, определяют через касательные напряжения

$$T = \tau \cdot t_{\omega} = \frac{Q \cdot S_f}{I},$$

где  $S_f$  – статический момент пояса относительно нейтральной оси сечения балки  $S_f = A_f \cdot h_0 / 2$ .

Сдвигающая сила  $T$  воспринимается угловыми швами, распределенными на погонный сантиметр длины, тогда катет углового сварного шва должен быть

$$k_f \geq \frac{Q_1 \cdot S_f}{n \cdot I \cdot R_{\omega f} \cdot \beta_f \cdot \gamma_{\omega f} \cdot \gamma_c},$$

если соблюдается условие  $R_{\omega f} \cdot \beta_f \leq R_{\omega z} \cdot \beta_z$ . Если условие не соблюдается, то вместо  $R_{\omega f} \cdot \beta_f$  в формулу подставляется значение  $R_{\omega z} \cdot \beta_z$ .

Виды сварки, материалы для сварных соединений, коэффициенты  $\beta_f$ ,  $\beta_z$  минимальное значение катета шва приведены в прил. 10 – 13.

### 14.3. Проверка общей устойчивости

Потеря общей устойчивости составной балки может наступить тогда, когда сжатый пояс балки не раскреплен в боковом направлении и напряжения достигнут критического значения  $\sigma_{cr}$ .

В курсовом проекте главная балка раскреплена балками настила через 0,8 ÷ 1,0 м. Тогда для проверки общей устойчивости согласно стандарту необходимо определить отношение расстояния между точками закрепления сжатого пояса ( $l_{ef}$ ) к ширине пояса ( $b_f$ ).

Общую устойчивость двутавровых балок, изгибаемых в плоскости стенки, проверяют по формуле

$$\frac{M}{\Phi_b \cdot W_c} \leq R_y \gamma_c,$$

где  $W_c$  – момент сопротивления, определяемый для сжатого пояса.

Для балок двутаврового сечения с двумя осями симметрии, чтобы определить коэффициент  $\Phi_b$ , необходимо вычислить коэффициент  $\Phi_1$

$$\Phi_1 = \psi \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \left(\frac{h}{l_{ef}}\right)^2 \cdot \frac{E}{R_y},$$

где значение  $\psi$  следует принимать по прил. 7 или [1, табл. 77] в зависимости от характера нагрузки и параметра  $\alpha$ , который вычисляется по формулам:

– для прокатных двутавров

$$\alpha = 1,54 \cdot \frac{I_t}{I_y} \cdot \left(\frac{l_{ef}}{h}\right)^2;$$

– для сварных двутавров

$$\alpha = 8 \cdot \left(\frac{l_{ef} \cdot t_1}{h \cdot b_f}\right)^2 \cdot \left(1 + \frac{a \cdot t^3}{b_f \cdot t_1^3}\right),$$

где для сварных двутавров:  $t$  – толщина стенки;  $t_1$  – сумма толщина пояса;  $b_f$  – ширина пояса балки;  $h$  – расстояние между осями поясов;  $a$  – размер, равный  $0,5 h$ .

Значения коэффициента  $\varphi_b$  необходимо принимать:

- при  $\varphi_1 \leq 0,85$       $\varphi_b = \varphi_1$ ;
- при  $\varphi_1 > 0,85$       $\varphi_b = 0,68 + 0,21 \cdot \varphi_1$ , но не более 1,0.

### Вопросы для самопроверки:

1. На каком расстоянии от опоры выполняют изменение сечения?
2. Какие Вы знаете виды изменения сечения балки?
3. Запишите формулы определения  $M_1(x)$  и  $Q_1(x)$  в месте изменения сечения.
4. Какими швами воспринимается сдвигающая сила  $T$  при расчете поясных швов?
5. По какой формуле проверяется общая устойчивость двутавровой балки?
6. Как определяется коэффициент  $\varphi_b$ ?
7. Чему равняется  $\varphi_b$  при  $\varphi_1 \leq 0,85$ ?
8. Чему равняется  $\varphi_b$  при  $\varphi_1 > 0,85$ ?

## Практическое занятие 6 ПРОВЕРКА ОБЩЕЙ УСТОЙЧИВОСТИ СОСТАВНЫХ БАЛОК, ИЗМЕНЕНИЕ ШИРИНЫ ПОЯСОВ, ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ И ПРОГИБОВ

**Пример 8.** Требуется проверить общую устойчивость сварной балки по данным предыдущих примеров.

### Порядок расчета:

**Проверка общей устойчивости в зоне развития пластических деформаций.** Расчет на устойчивость балок двутаврового сечения, изгибаемых в плоскости стенки и удовлетворяющих требованиям [1, пп. 5.12, 5.14\*], следует выполнять по формуле

$$\frac{M}{\varphi_b \cdot W_c} \leq R_y \cdot \gamma_c. \quad (3.5)$$

Для обеспечения общей устойчивости балок, рассчитываемых с учетом развития пластических деформаций, необходимо, чтобы либо были выполнены требования [1, п. 5.16\*], либо наибольшие значения отношений расчетной длины балки к ширине сжатого пояса  $\frac{l_{ef}}{b_f}$  и нагрузки, приложенной к верхнему поясу, не превышали значений, определяемых по формуле

$$\frac{l_{ef}}{b_f} \leq \delta \cdot \left[ 0,35 + 0,0032 \cdot \frac{b_f}{t_f} + (0,76 - 0,02 \cdot \frac{b_f}{t_f}) \cdot \frac{b_f}{h_0} \right] \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (3.6)$$

где  $\delta = [1 - 0,7 \cdot (c_1 - 1) / (c - 1)] = 0,3$ , здесь при  $\tau \leq 0,5 \cdot R_s$   $c_1 = c = 1,12$ .

Тогда

$$\frac{85,7}{30,0} = 2,86 \leq 0,3 \cdot \left[ 0,35 + 0,0032 \cdot \frac{30,0}{2,4} + (0,76 - 0,02 \cdot \frac{30,0}{2,4}) \cdot \frac{30,0}{117,6} \right] \cdot \sqrt{\frac{20600}{23,5}} = 4,62$$

Общая устойчивость сварной балки в зоне развития пластических деформаций обеспечена.

#### **Проверка общей устойчивости в зоне упругой работы балки.**

Проверка общей устойчивости сварной балки в зоне упругой работы материала (месте изменения сечения) выполняется по формуле (3.6) при  $\delta = 1,0$ . Тогда, получим

$$\frac{85,7}{20,0} = 4,29 \leq 1,0 \cdot \left[ 0,35 + 0,0032 \cdot \frac{20,0}{2,4} + (0,76 - 0,02 \cdot \frac{20,0}{2,4}) \cdot \frac{20,0}{117,6} \right] \cdot \sqrt{\frac{20600}{23,5}} = 14,1$$

Общая устойчивость сварной балки в зоне упругих деформаций обеспечена.

**Пример 9.** Требуется изменить сечение поясов сварной балки по данным примера 7. Сталь с  $R_y = 2350 \text{ кг/см}^2$ .

#### **Порядок расчета:**

1. Место изменения сечения принимается на расстоянии  $1/6$  пролета от опоры (см. рис. 3.9). Сечение изменяется уменьшением ширины поясов.
2. Определение расчетного момента и перерезывающей силы в измененном сечении.

Расчетный момент и перерезывающая сила в измененном сечении (см. рис. 3.9) на расстоянии  $x = \frac{1}{6} \cdot l = \frac{1}{6} \cdot 12 = 2$  м определяется по формулам:

$$M_{1(x)} = \frac{q \cdot x \cdot (l - x)}{2} = \frac{154 \cdot 2 \cdot (12 - 2)}{2} = 1540 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{1(x)} = q \cdot \left(\frac{l}{2} - x\right) = 154 \cdot \left(\frac{12}{2} - 2\right) = 616 \text{ кН}.$$

3. Определение требуемого момента сопротивления и момента инерции

$$W_{n,1} = \frac{M_{1(x)}}{R_{\omega y}} = \frac{154000}{0,85 \cdot 23,5} = 7710 \text{ см}^3,$$

где  $R_{\omega y} = 0,85 \cdot R_y$  – расчетное сопротивление стыкового шва при его визуальном контроле;

$$I_{n,1} = W_{n,1} \cdot \frac{h}{2} = 7710 \cdot \frac{120}{2} = 462600 \text{ см}^4.$$

4. Определение требуемого момента инерции поясов

$$I_{f,1} = I_{n,1} - I_{\omega,1} = 462600 - 140142 = 322458 \text{ см}^4,$$

где  $I_{\omega,1} = 140142 \text{ см}^4$  – см. пример 7, п. 9.

5. Требуемая площадь поясов

$$A_{f,1} = \frac{2 \cdot I_{f,1}}{h_0^2} = \frac{2 \cdot 322458}{117,6^2} = 46,6 \text{ см}^2.$$

6. Назначение ширины пояса в измененном сечении.

$$\text{Требуемая ширина пояса } b_{f,1} = \frac{A_{f,1}}{t_f} = \frac{46,6}{2,4} = 19,4 \text{ см}.$$

Кроме того, ширина пояса должна удовлетворять следующим условиям:  $b_{f,1} \geq \frac{1}{10} \cdot h = \frac{1}{10} \cdot 120 = 12$  см и не менее 180 мм.

Тогда, окончательно принимаем ширину пояса в измененном сечении  $b_{f,1} = 20 \text{ см} = 200 \text{ мм}$ .

7. Определение момента инерции и момента сопротивления в измененном сечении

$$I_1 = I_{\omega} + 2 \cdot A_{f,1} \cdot \left(\frac{h_0}{2}\right)^2 = 140142 + 2 \cdot 48 \cdot \left(\frac{117,6}{2}\right)^2 = 472056 \text{ см}^4;$$

$$W_1 = \frac{2 \cdot I_1}{h} = \frac{2 \cdot 472056}{120} = 7868 \text{ см}^3$$

8. Проверка прочности стыкового соединения растянутого пояса

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{1,x}}{W_1} = \frac{154000}{7868} = 19,57 < R_{\omega y} = 0,85 \cdot R_y = 0,85 \cdot 23,5 = 19,98 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность стыкового соединения растянутого пояса при визуальном методе контроля обеспечена.

### Контрольное задание:

1. Проверить прочность стыкового соединения двух отправочных элементов сварной балки.

2. Достаточно ли выполнение прямого стыка в растянутой зоне при физическом и визуальном методах контроля сварного соединения двух отправочных элементов?

**Пример 10.** Требуется проверить прочность и прогиб сварной балки исходя из условий примеров 7 и 8.

### Порядок расчета:

#### Проверка прочности балки.

Проверка прочности сводится к проверке наибольших нормальных, касательных напряжений и их совместного действия, а при упругопластической работе материала балки к устойчивой работе стенки в области пластических деформаций (п. 11, пример 7).

В разрезных балках места наибольших нормальных и касательных напряжений обычно не совпадают и их проверяют отдельно по формулам:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_x} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad \text{или} \quad \sigma = \frac{M_{\max}}{c_1 \cdot W_x} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

$$\tau = \frac{Q_{\max} \cdot S_x^{omc}}{I_x \cdot t_w} \leq R_s = 0,58 \cdot R_y.$$

Однако по всей длине балки (за исключением особых случаев, в которых  $M = 0$  и  $Q = 0$ ) изгибающие моменты и поперечная сила действуют совместно. Поэтому в дополнение к отдельным проверкам  $\sigma$  и  $\tau$  необходима проверка совместного действия нормальных и касательных напряжений, при которой определяются приведенные напряжения. Эту проверку делают в сечениях наиболее неблагоприятного сочетания изгибающих моментов и поперечных сил: на опоре неразрезной балки, в месте изменения сечения разрезной составной балки и т. п., причем на уровне поясных швов (рис. 3.10).

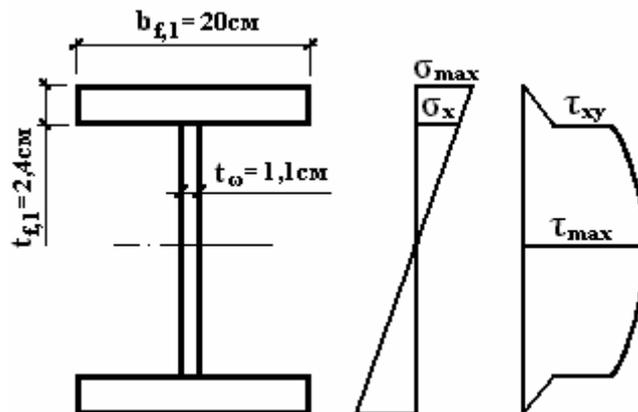


Рис. 3.10. К проверке приведенных напряжений

Проверка максимальных нормальных напряжений в поясах в середине балки выполняется по формуле

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{c_1 \cdot W_x} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad \text{или} \quad \sigma = \frac{27720000}{1,12 \cdot 10634} = 2327 < 2350 \text{ кг/см}^2.$$

Проверка максимальных касательных напряжений в стенке на опоре балки – по формуле

$$\tau = \frac{Q_{\max} \cdot S_x^{\text{отс}}}{I_x \cdot t_{\omega}} \leq R_s = 0,58 \cdot R_y \quad \text{или}$$

$$\tau = \frac{92400 \cdot 4647}{472056 \cdot 1,1} = 827 \leq R_s = 0,58 \cdot R_y = 1363 \text{ кг/см}^2.$$

где  $S_x^{\text{отс}} = b_{f,1} \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_0}{2}\right) + \left(\frac{h_{\omega}}{2}\right) \cdot t_{\omega} \cdot \frac{h_{\omega}}{4} =$

$$= 20,0 \cdot 2,4 \cdot \left(\frac{117,6}{2}\right) + \left(\frac{115,2}{2}\right) \cdot 1,1 \cdot \frac{115,2}{4} = 4647 \text{ см}^3 \quad \text{– статический момент полусечения балки.}$$

При опирании на верхний пояс балки конструкции, передающей неподвижную сосредоточенную нагрузку, необходима дополнительная проверка стенки балки на местные сминающие стенку напряжения (рис. 3.11).

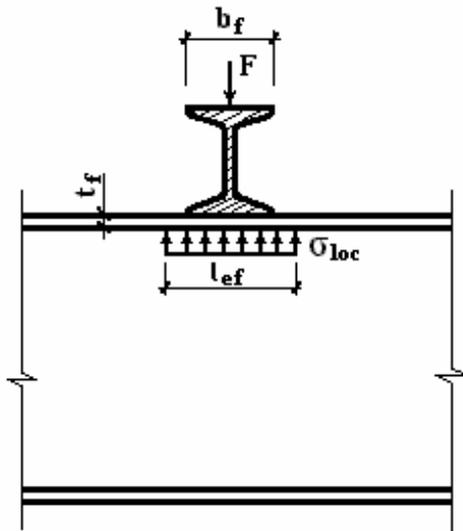


Рис. 3.11. Определение расчетной длины смятия

Проверка местных напряжений в стенке под балками настила выполняется по формуле

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t_w \cdot l_{ef}} = \frac{129,4}{1,1 \cdot 18,3} = 6,43 < R_p = \frac{R_{un}}{\gamma_m} = \frac{36,5}{1,025} = 35,6 \text{ кН/см}^2,$$

где  $F = 2 \cdot Q_{\max} = 2 \cdot \frac{q \cdot l}{2} = 2 \cdot \frac{21,56 \cdot 6,0}{2} = 129,4 \text{ кН};$

$$l_{ef} = b_f + 2 \cdot t_f = 13,5 + 2 \cdot 2,4 = 18,3 \text{ см.}$$

Ввиду наличия местных напряжений, действующих на стенку главной балки составного сечения, необходима проверка на совместное действие нормальных, касательных и местных напряжений по формуле

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_{loc}^2 - \sigma_x \cdot \sigma_{loc} + 3 \cdot \tau_{xy}^2} \leq 1,15 \cdot R_y \cdot \gamma_c$$

на уровне поясного шва (см. рис. 3.10) под балкой настила по уменьшенному сечению вблизи места изменения сечения пояса. В рассматриваемом примере такого сечения нет, так как под ближайшей балкой настила будет стоять поперечное ребро жесткости, которое воспримет давление балок настила, и передачи давления на стенку в этом месте не будет. Поэтому

проверяем приведенные напряжения в сечении 1-1 – месте изменения сечения балки (где они будут максимальны) по формуле

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3 \cdot \tau_{xy}^2} \leq 1,15 \cdot R_y \cdot \gamma_c,$$

где  $\sigma_x = \frac{M_{1(x)} \cdot h_{\omega}}{W_{1(x)} \cdot h} = \frac{154000 \cdot 115,2}{7868 \cdot 120} = 18,7 \text{ кН/см}^2;$

$$\tau_{xy} = \frac{Q_{1(x)} \cdot S_{1(x)}}{I_{1(x)} \cdot t_{\omega}} = \frac{616 \cdot 2822}{472056 \cdot 1,1} = 3,34 \text{ кН/см}^2.$$

Здесь  $S_x^{\text{пояса}} = b_{f,1} \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_0}{2}\right) = 20,0 \cdot 2,4 \cdot \left(\frac{117,6}{2}\right) = 2822 \text{ см}^3.$

Тогда

$$\sigma_{ef} = \sqrt{18,7^2 + 3 \cdot 3,34^2} = 19,6 \leq 1,15 \cdot R_y \cdot \gamma_c = 27,025 \text{ кН/см}^2$$

Все необходимые проверки показали, что прочность сварной балки составного сечения обеспечена.

### Проверка прогиба

Проверка прогиба по второму предельному состоянию балки может не проводиться, так как принятая высота балки больше минимальной (см. пример 7)  $h = 120 \text{ см} > h_{\min} = 107 \text{ см}.$

## Лекция 15

### ПРОВЕРКА И ОБЕСПЕЧЕНИЕ МЕСТНОЙ УСТОЙЧИВОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ БАЛОК

1. Проверка устойчивости сжатого пояса балки.
2. Проверка устойчивости стенки балки.

#### 15.1. Проверка устойчивости сжатого пояса балки

Сжатый пояс представляет собой длинную пластинку, шарнирно прикрепленную своей длинной стороной к стенке балки и нагруженную равномерно распределенным по сечению пластины нормальным напряжением, действующим вдоль длинной стороны пластины. При потере устойчивости такой пластины может наблюдаться волнообразное выпучивание ее краев (рис. 3.12).

Элементы балки могут потерять устойчивость, если действующие в ней напряжения больше критических. Критическое напряжение потери устойчивости пояса, соответствующее упругой работе материала имеет вид

$$\sigma_{cr} = 0,25 \cdot E \cdot \left(\frac{t_f}{b_{ef}}\right)^2. \quad (3.7)$$

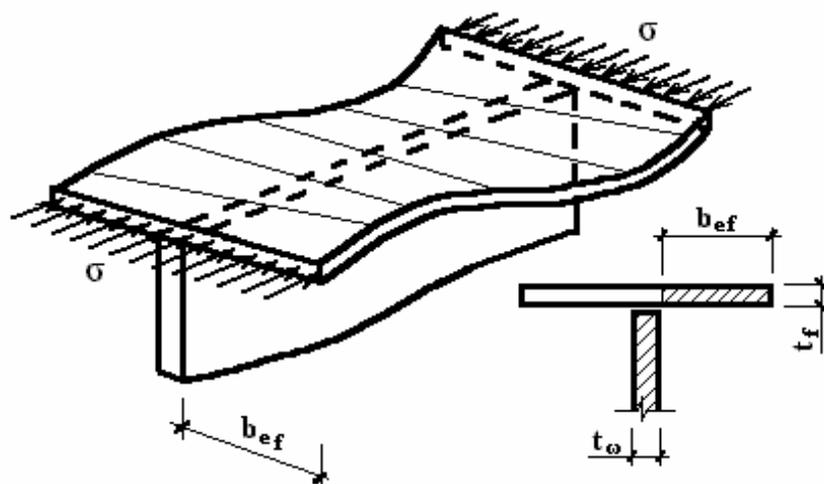


Рис. 3.12. Потеря местной устойчивости поясом балки

Приравнявая,  $\sigma_{cr} = R_y$ , получим формулу для обеспечения устойчивости пояса при его упругой работе

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (3.8)$$

где  $b_{ef}$  – не окаймленный свес пояса;  $t_f$  – толщина пояса (рис. 3.12).

Из приведенной формулы видно, что для обеспечения устойчивости пояса при его упругой работе необходимо соблюдать отношение свеса пояса к его толщине, не превышающее значений, полученных по формуле (3.8).

При работе пояса с учетом развития пластических деформаций его устойчивость ухудшается, и рекомендуется формула, приведенная в [1, табл. 30]

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0,11 \cdot \frac{h_0}{t_w}, \text{ но не более } 0,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}. \quad (3.9)$$

При толстой стенке, когда  $\frac{h_{ef}}{t_{\omega}} \leq 2,7 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ , наибольшее значение свеса пояса следует принимать

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0,3 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (3.10)$$

где  $h_{ef}$  – расчетная высота балки;  $t_{\omega}$  – толщина стенки.

Проверка принятой ширины свесов поясов рассмотрена в примере 7, п. 10. Рекомендуемые размеры пояса для малоуглеродистых сталей близки к рекомендуемым размерам из условия его равномерной работы по ширине, поэтому специальные конструктивные мероприятия по обеспечению увеличения ширины свеса нецелесообразны.

## 15.2. Проверка устойчивости стенки балки

**Устойчивость стенки.** Стенка представляет собой длинную тонкую пластину, испытывающую действие касательных и нормальных напряжений, которые могут вызывать потерю ее устойчивости. Устойчивости стенки добиваются не увеличением толщины, а укреплением специальными ребрами жесткости, расположенными нормально к поверхности выпучивания листа и повышающими жесткость стенки

Ребра жесткости делят стенку на отсеки (панели), которые могут потерять устойчивость независимо друг от друга (рис. 3.13). Рассмотрим отдельно потерю устойчивости стенки от действия нормальных и касательных напряжений.

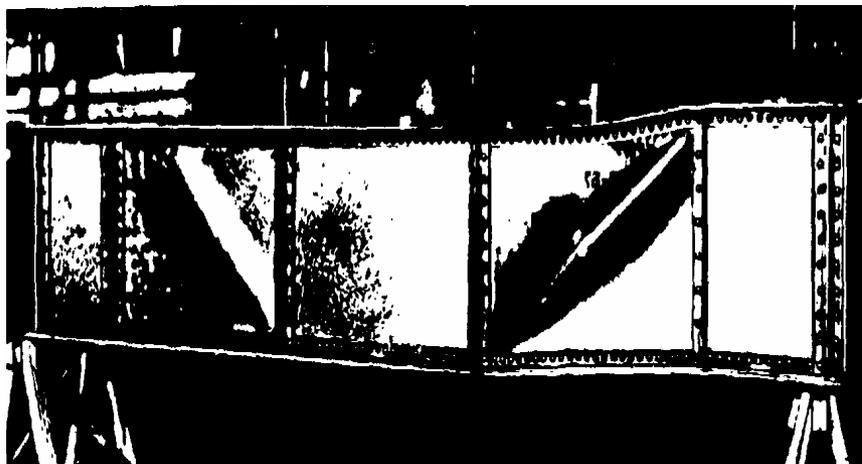


Рис. 3.13. Вид потери устойчивости стенкой балки

**Потеря устойчивости стенки от действия нормальных напряжений.** Вблизи от опоры балки стенка подвергается воздействию значительных касательных напряжений, под влиянием которых она перекашивается (рис. 3.14, *a*) и по направлению траекторий главных сжимающих напряжений сжимается (рис. 3.14, *б*). Под влиянием сжатия стенка может выпучиваться, образуя волны, наклоненные к оси балки под углом, близким к  $45^\circ$  (см. рис. 3.13).

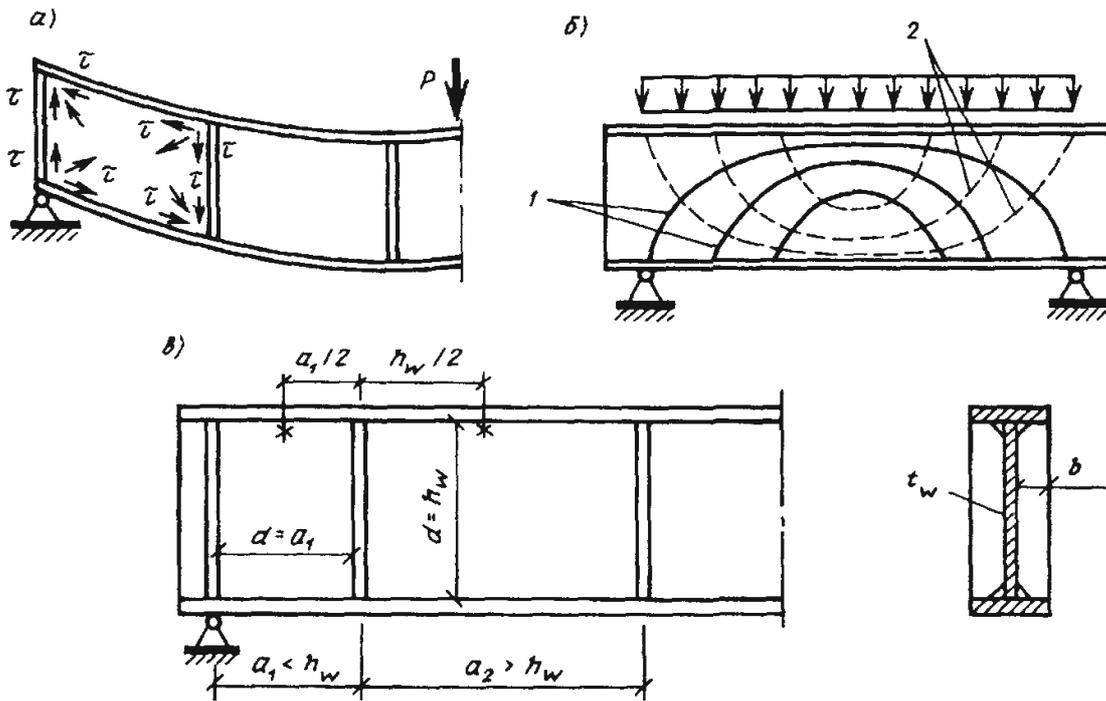


Рис. 3.14. Потеря местной устойчивости стенки балки  
*a* – действие касательных напряжений; *б* – траектории действия главных сжимающих (1) и растягивающих (2) напряжений; *в* – места определения напряжений для проверки устойчивости стенки

Для балки, стенка которой не укреплена ребрами жесткости, критическое касательное напряжение, полученное с учетом упругого защемления стенки в поясах, выражается формулой

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \frac{R_s}{\bar{\lambda}_\omega^2}. \quad (3.11)$$

Из равенства  $\tau_{cr} = R_s$  получена предельная, условная гибкость стенки (3.12), при которой потеря устойчивости стенки от действия одних касательных напряжений не может произойти раньше потери прочности.

$$\bar{\lambda}_\omega = \frac{h_\omega}{t_\omega} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 3,2. \quad (3.12)$$

Поэтому согласно [1], требуется укреплять стенку балки поперечными ребрами жесткости при следующих условиях:

- при отсутствии местной нагрузки на пояс балки для

$$\bar{\lambda}_{\omega} > 3,2; \quad (3.13)$$

- при действии местной нагрузки на пояс балки для

$$\bar{\lambda}_{\omega} > 2,2; \quad (3.14)$$

- при действии больших сосредоточенных грузов и в области учета пластических деформаций в балке местные напряжения не допускаются, и ребра жесткости необходимо ставить под каждым грузом.

Длина области пластических деформаций в стенке балки может быть определена из равенства моментов, которые могут быть восприняты балкой при ее работе с учетом пластических деформаций и при упругой работе стенки по всей ее высоте (рис. 3.15). При равномерной нагрузке на балку эта область может быть определена зависимостью

$$a = l \cdot \sqrt{1 - \frac{1}{c_1} \cdot \frac{h}{h_{\omega}}}, \quad (3.15)$$

где  $c_1$  – коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций.

Расстановка вертикальных ребер жесткости показана на рис. 3.14. Для сформированных отсеков выполняется проверка местной устойчивости стенки сварной балки.

Расстояние между поперечными ребрами жесткости не должно превышать  $2 \cdot h_{ef}$  при  $\bar{\lambda}_{\omega} > 3,2$  и  $2,5 \cdot h_{ef}$  – при  $\bar{\lambda}_{\omega} \leq 3,2$ . Допускается увеличивать указанные расстояния до  $3 \cdot h_{ef}$  при условии соблюдения проверки общей устойчивости балки и местной устойчивости по соответствующим формулам [1]. Как правило, следует применять односторонние ребра жесткости, шириной не менее  $b_r = h_{ef} / 24 + 50$  мм, располагая их с одной стороны балки.

Односторонние ребра жесткости, расположенные в месте приложения к верхнему поясу сосредоточенной нагрузки (например, поэтажное сопряжение балок), следует рассчитывать как стойку, сжатую с эксцентриситетом, равным расстоянию от срединной плоскости стенки до центра тяжести расчетного сечения стойки. В расчетное сечение этой стойки необходимо включать сечение ребра жесткости и полосы стенки шириной до  $0,65 \cdot t_{\omega} \sqrt{E/R_y}$  с каждой стороны ребра. Расчетную длину стойки следует

принимать равной высоте стенки. В отдельных случаях допускается применение парных ребер жесткости (например, при примыкании второстепенных балок к главной балке сбоку). В этом случае стойка рассчитывается как центрально сжатая, и ширина каждого ребра из парных симметричных ребер жесткости должна быть не менее  $b_r = h_{ef} / 30 + 40$  мм. Толщина ребер должна быть не менее  $t_r = 2 \cdot b_r \sqrt{R_y / E}$ .

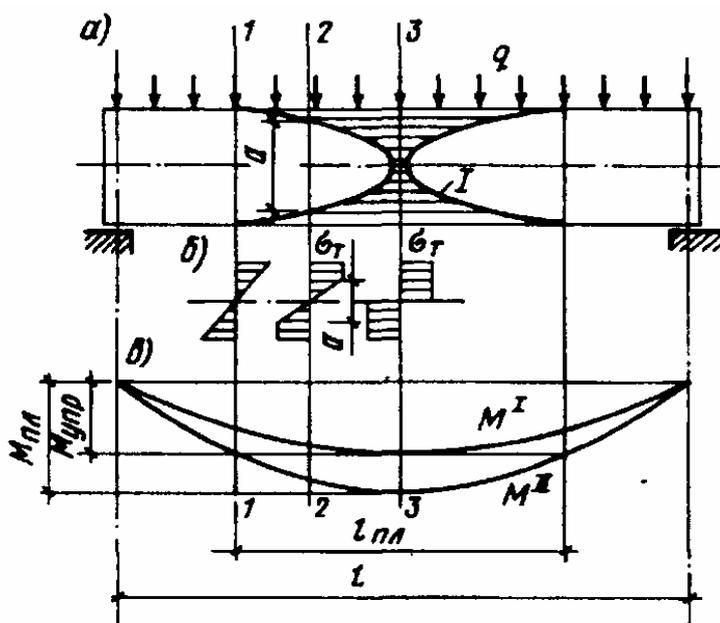


Рис. 3.15. Распределение пластических деформаций в балке: а – расчетная схема балки; б – эпюры напряжений в различных сечениях балки; в – эпюры изгибающих моментов:  $M^I$  – предельная эпюра при упругой работе материала;  $M^{II}$  – то же, при появлении пластического шарнира

Ребра жесткости следует приваривать к стенке сплошными односторонними швами минимальной толщины, не доводя их на  $40 \div 50$  мм до поясных швов с целью уменьшения воздействия зон термического влияния.

Укрепление стенки балки поперечными ребрами жесткости, пересекающими возможные волны выпучивания стенки, увеличивает критическое касательное напряжение, определяемое формулой

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2}\right) \cdot \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2}, \quad (3.16)$$

где  $\mu$  – отношение большей стороны пластинки к меньшей;

$\bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t_{\omega}} \cdot \sqrt{R_y / E}$  – здесь  $d$  – меньшая из сторон пластинки ( $h_{ef}$  или  $a$ ).

При постановке поперечных ребер жесткости на максимально допустимых нормами расстояниях  $a_{\max} = 2 \cdot h_{ef}$ , то есть при  $\mu = 2,0$ , критическое напряжение увеличивается до  $\tau_{cr} = 12,26 \cdot (R_s / \bar{\lambda}_\omega^2)$ , а условная гибкость стенки не опасна до  $\bar{\lambda}_\omega = 3,5$ . С учетом сказанного в соответствии с нормами и правилами [1] допускается не выполнять проверку устойчивости стенок балок с поперечными ребрами жесткости в следующих случаях:

а) для балок с двусторонними поясными швами, при отсутствии местного напряжения и  $\bar{\lambda}_\omega \leq 3,5$ ;

б) для таких же балок, но с односторонними поясными швами и  $\bar{\lambda}_\omega = 3,2$ ;

в) для балок с двусторонними поясными швами, при наличии местной нагрузкой на пояс балки и  $\bar{\lambda}_\omega \leq 2,5$ .

**Потеря устойчивости стенки упруго работающих балок симметричного двутаврового сечения от действия нормальных напряжений.**

Ближе к середине балки влияние касательных напряжений на стенку невелико. Здесь стенка подвергается главным образом воздействию нормальных напряжений от изгиба балки, которые могут вызвать потерю ее устойчивости. При выпучивании стенки в сжатой зоне балки образуются волны, перпендикулярные оси балки. Поперечные ребра не могут оказать существенного влияния на выпучивание стенки, так как длина волн выпучивания небольшая (длина полуволны  $\approx 0,67h$ ), а их направление параллельно поперечным ребрам жесткости, и стенка все равно будет выпучиваться между ними. Поэтому для обеспечения устойчивости очень гибкой стенки от действия нормальных напряжений в сжатой части стенки ставят продольные ребра жесткости, уменьшающие расчетную ширину пластинки и увеличивающие критические напряжения.

Значение критических нормальных напряжений зависит от закона распределения приложенных к кромкам прямоугольной пластинки стенки нормальных напряжений, характеризуемого коэффициентом  $\alpha$ , степени защемления стенки в поясах балки, характеризуемой коэффициентом  $\delta$ , а также случайных погибей стенки

$$\alpha = (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) / \sigma_{\max}, \quad (3.17)$$

где  $\sigma_{\max}$  – наибольшее сжимающее напряжение у расчетной границы стенки;  $\sigma_{\min}$  – краевое напряжение на противоположной стороне стенки, взятое со своим знаком.

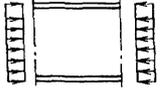
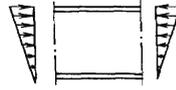
Влияние полноты эпюры сжимающих напряжений, выраженное коэффициентом  $\alpha$ , хорошо видно по изменению коэффициента  $k$  в формуле

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{t} = \frac{k \cdot \pi^2 \cdot E \cdot t^3}{b^2 \cdot t \cdot 12 \cdot (1 - \nu^2)} = 0,9 \cdot k \cdot E \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2,$$

значения которого помещены в табл. 3.2, и чем больше полнота, тем меньше критические напряжения, то есть изменение вида эпюры нормальных напряжений может изменять устойчивость стенки почти в 6 раз.

Таблица 3.2

**Значение коэффициента  $k$  для стенки балки**

Коэффициент	Схемы эпюр $\sigma$ в стенке балки, свободно опертой на пояса		
	сжатие	сжатие + изгиб	изгиб
			
$\alpha$	0	1	2
$k_{\min}$	4	7,8	23,9

Степень упругого защемления стенки в поясах учитывается коэффициентом  $\delta$ :

$$\delta = \frac{\beta \cdot b_f}{h_{ef}} \cdot \left(\frac{t_f}{t_w}\right)^3, \quad (3.18)$$

где для всех балок, кроме подкрановых, при непрерывном опирании жестких плит на пояс балки  $\beta = \infty$ ; в прочих случаях  $\beta = 0,8$ ;  $b_f$  и  $t_f$  – соответственно ширина и толщина сжатого пояса балки.

После подстановки в формулу

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{t} = \frac{k \cdot \pi^2 \cdot E \cdot t^3}{b^2 \cdot t \cdot 12 \cdot (1 - \nu^2)} = 0,9 \cdot k \cdot E \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2$$

всех параметров критическое нормальное напряжение в стенке изгибаемой балки определяется по формуле

$$\sigma_{cr} = (c_{cr} \cdot R_y) / \bar{\lambda}_w^2, \quad (3.19)$$

где  $c_{cr}$  – для сварных упруго работающих балок симметричного сечения следует принимать по табл. (3.3), а для балок с поясными соединениями на заклепках и высокопрочных болтах  $c_{cr} = 35,1$ .

Значения коэффициента  $c_{cr}$  для стенок балок в зависимости от коэффициента  $\delta$ 

$\delta$	$\leq 0,8$	1,0	2,0	4,0	6,0	10,0	$\geq 30$
$c_{cr}$	30,0	31,5	33,3	34,6	34,8	35,1	35,5

Приравнивая критическое напряжение, полученное по формуле (3.19) при минимальном коэффициенте заземления стенки поясами  $\delta = 0,8$ , к расчетному сопротивлению, получим  $\bar{\lambda}_\omega = 5,5$  – условную гибкость стенки, при которой потеря устойчивости стенки от действия только нормальных напряжений (в зоне чистого изгиба балки) будет происходить одновременно с расчетной потерей прочности балки.

Таким образом, только при условной гибкости стенки  $\bar{\lambda}_\omega = 5,5 \cdot \sqrt{R_y / \sigma_y}$  (где  $\sigma_y$  – напряжение в сжатом поясе балки) потеря устойчивости от действия одних нормальных напряжений становится возможной. Стенки таких балок наряду с поперечными ребрами жесткости рекомендуется укреплять дополнительными продольными ребрами жесткости, располагая их в сжатой зоне стенки.

**Потеря устойчивости стенки от совместного действия нормальных и касательных напряжений.** В балках нормальные и касательные напряжения обычно действуют одновременно, поэтому потеря устойчивости может произойти от их совместного действия. Очевидно, критические напряжения при совместном действии нормальных и касательных напряжений будут меньше, чем от действия одного из них. Рассмотрим несколько случаев проверки устойчивости стенок балок.

**1.** Устойчивость стенок упруго работающих балок симметричного двутаврового сечения, укрепленных только поперечными ребрами жесткости, при отсутствии местного сминающего стенку напряжения ( $\sigma_{loc} = 0$ ) и условной гибкости стенки  $\bar{\lambda}_\omega < 6$ .

Такая проверка проводится при  $\bar{\lambda}_\omega \geq 3,2$  в балках с односторонними поясными швами и  $\bar{\lambda}_\omega \geq 3,5$  – в балках с двусторонними швами.

Фактические напряжения  $\sigma$  и  $\tau$  не должны превышать критических напряжений. Отсюда формула проверки устойчивости стенки

$$\sqrt{(\sigma / \sigma_{cr})^2 + (\tau / \tau_{cr})^2} \leq \gamma_c, \quad (3.20)$$

где  $\sigma_{cr}$  и  $\tau_{cr}$  – критические нормальные и касательные напряжения, получаемые по формулам (3.16) и (3.19);

$\sigma$  и  $\tau$  – действующие нормальные и касательные напряжения, вычисляемые по формулам:

$$\sigma = \frac{M}{W} \cdot \frac{h_{\omega}}{h} \quad \text{и} \quad \tau = \frac{Q}{h_{\omega} \cdot t_{\omega}}. \quad (3.21)$$

Здесь  $M$  и  $Q$  – средние значения соответственно момента и поперечной силы в пределах отсека; если длина отсека больше его расчетной высоты, то  $M$  и  $Q$  следует вычислять как средние для более напряженного участка с длиной равной высоте отсека (рис. 3.16) [7]. Если в проверяемом отсеке находится место изменения сечения балки, то значения  $M$ ,  $Q$  и  $W$  берут по уменьшенному сечению.

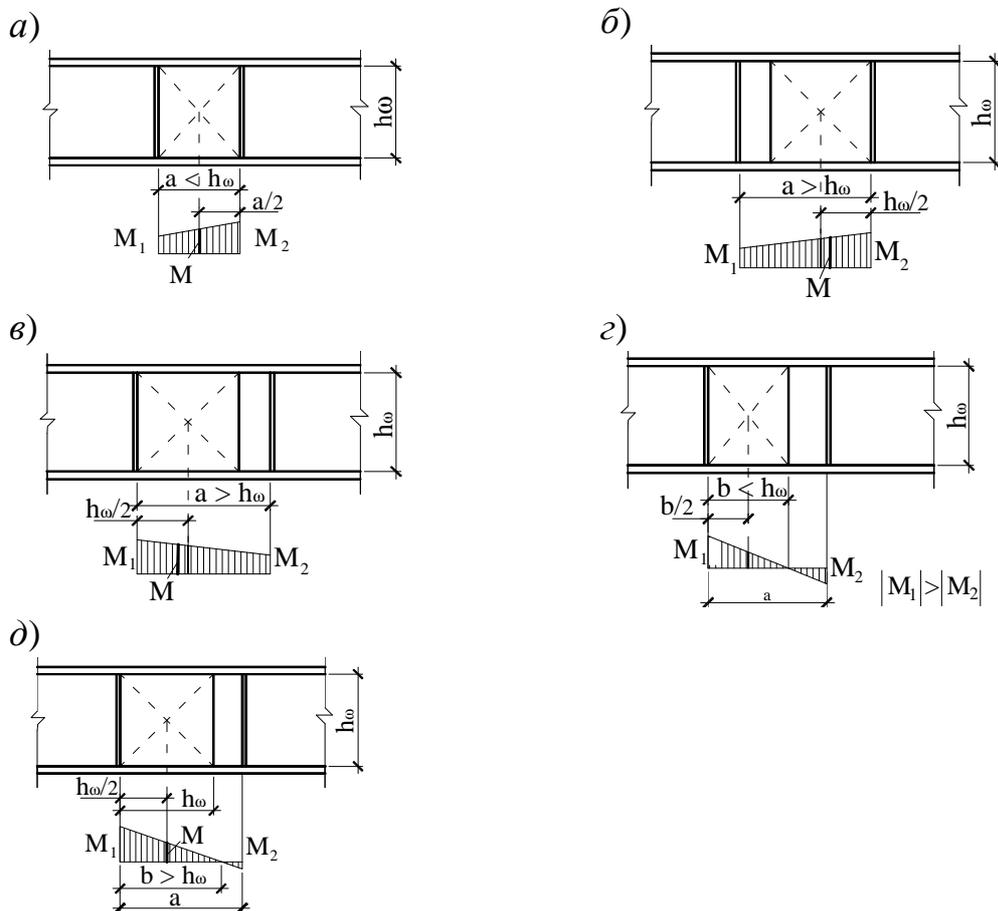


Рис. 3.16. Определение расчетных усилий в отсеках главной балки при проверке местной устойчивости стенки

**2. Устойчивость стенок упруго работающих балок симметричного сечения, укрепленных только поперечными ребрами жесткости, при наличии местного напряжения  $\sigma_{loc} \neq 0$ .**

В этом случае проверку устойчивости стенки балки следует производить при условной гибкости стенки  $\bar{\lambda}_\omega > 2,5$ .

Сама проверка производится по формуле, аналогичной формуле (3.20),

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr} + \sigma_{loc}/\sigma_{loc,cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2} \leq \gamma_c. \quad (3.22)$$

Здесь значения нормальных  $\sigma$ , касательных  $\tau$  и касательных критических  $\tau_{cr}$  напряжений, а также коэффициент условий работы определяется так же, как в формуле (3.20), а местное напряжение  $\sigma_{loc}$  – по формуле

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t_\omega \cdot l_{ef}} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (3.23)$$

где  $\sigma_{loc}$  – напряжения смятия в стенке под грузом (рис. 3.17);

$F$  – расчетная сосредоточенная сила;

$l_{ef} = l_{loc} = b + 2 \cdot t_f$  – расчетная длина смятия стенки ( $b$  – длина передачи местной нагрузки, равная ширине полки балки и бастила;

$t_f$  – толщина полки главной балки).

Потеря устойчивости от действия местных напряжений весьма похожа на потерю устойчивости от действия нормальных напряжений (рис. 3.18).

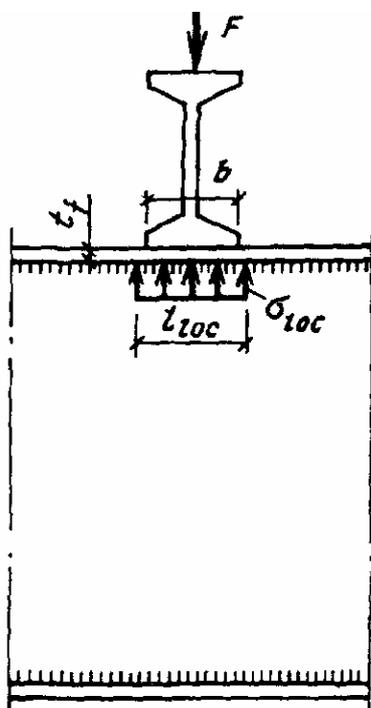


Рис. 3.17. Определение местных напряжений в стенке балки

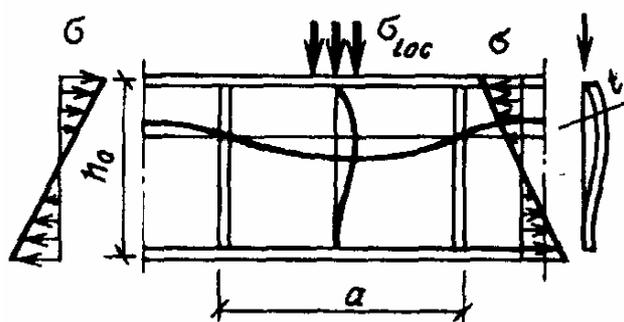


Рис. 3.18. Потеря устойчивости стенки от действия местной нагрузки

Критическое напряжение потери устойчивости от действия местных напряжений определяется по формуле

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 \cdot R_y}{\bar{\lambda}_\omega^2}, \quad (3.24)$$

Взаимное влияние перпендикулярных друг другу нормальных и местных напряжений, а также сильное влияние на устойчивость пластины расстояния между ребрами жесткости и относительной длины загрузки пластины местной нагрузкой приводят к необходимости рассматривать три возможных случая потери устойчивости стенки балки:

а) **частое расположение ребер жесткости**, при  $a/h_{ef} \leq 0,8$  стенка между ребрами может выпучиваться только по одной полуволне (см. рис. 3.18). В этом случае значение  $\sigma_{cr}$  определяют по формуле (3.19), так же как и при отсутствии местных напряжений. Критическое напряжение потери устойчивости от действия местных напряжений определяют по формуле

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 \cdot R_y}{\bar{\lambda}_a^2}, \quad (3.25)$$

где  $c_1$  – коэффициент, принимаемый для сварных балок согласно [1, табл. 23, а] в зависимости от отношения  $a/h_{ef}$  и значения  $\delta$ , вычисляемого по формуле (3.18);

$$\bar{\lambda}_a = \frac{a}{t_\omega} \cdot \sqrt{R_y/E}; \quad (3.26)$$

б) **более редкое расположение ребер жесткости** при  $a/h_{ef} > 0,8$  и отношении  $\sigma_{loc}/\sigma$  больше значений, указанных в [1, табл. 24]. Критическое напряжение определяют по формуле

$$\sigma_{cr} = \frac{c_2 \cdot R_y}{\bar{\lambda}_\omega^2}, \quad (3.27)$$

где  $c_2$  – коэффициент, определяемый согласно [1, табл. 25];  $\sigma_{loc,cr}$  – определяют по формуле (3.25), в которой при  $a/h_{ef} > 2$  следует принимать  $a = 2h_{ef}$ ;

в) **редкое расположение ребер жесткости** при  $a/h_{ef} > 0,8$  и отношении  $\sigma_{loc,cr}/\sigma$  не более значений, указанных в [1, табл. 24]. Критическое напряжение определяют по формуле (3.19);  $\sigma_{loc,cr}$  – определяют по формуле (3.25), но с подстановкой  $0,5 \cdot a$  вместо  $a$  при вычислении  $\bar{\lambda}_a$  в формуле (3.26) и в [1, табл. 23].

Во всех случаях  $\tau_{cr}$  следует вычислять по действительным размерам отсека.

Для выполнения практических примеров рекомендуется использовать прил. 20 – 22.

### Вопросы для самопроверки

1. Какое должно соблюдаться соотношение свеса пояса к его толщине при упругой работе?
2. Воздействию каких напряжений подвергается стенка балки вблизи опоры?
3. При каком условии требуется укреплять стенку балки поперечными ребрами жесткости, если  $\bar{\lambda}_\omega > 3,2$ ?
4. При каком условии требуется укреплять стенку балки поперечными ребрами жесткости, если  $\bar{\lambda}_\omega > 2,2$ ?
5. Какой зависимостью определяется область (длина) развития пластических деформаций при равномерной нагрузке на балку?
6. Какое должно быть максимально допустимое расстояние между поперечными ребрами жесткости при  $\bar{\lambda}_\omega > 3,2$ ?
7. Какое должно быть максимально допустимое расстояние между поперечными ребрами жесткости при  $\bar{\lambda}_\omega \leq 3,2$ ?
8. Каким может быть предельно допустимое расстояние между поперечными ребрами жесткости, если выполнены проверки общей и местной устойчивости балки?
9. Как следует рассчитывать односторонние ребра жесткости, если к верхнему поясу приложена сосредоточенная нагрузка, например при поэтажном сопряжении балок?
10. Для каких балок разрешают не проверять устойчивость стенки, если  $\bar{\lambda}_\omega \leq 3,5$  и отсутствует местная нагрузка?
11. Для каких балок разрешают не проверять устойчивость стенки, если  $\bar{\lambda}_\omega = 3,2$ ?
12. Для каких балок разрешают не проверять устойчивость стенки, если  $\bar{\lambda}_\omega \leq 2,5$  и присутствует местная нагрузка на поясе балки?
13. Что такое частое расположение поперечных ребер жесткости?
14. Что такое редкое расположение поперечных ребер жесткости?

**Практическое занятие 7**  
**ПРОВЕРКА МЕСТНОЙ УСТОЙЧИВОСТИ**  
**СВАРНОЙ БАЛКИ**

**Пример 11.** Требуется проверить местную устойчивость сжатого пояса и стенки сварной балки исходя из условий примеров 7 и 8.

**Порядок расчета:**

Первоначально определяем необходимость постановки ребер жесткости по формуле

$$\bar{\lambda}_{\omega} = \frac{h_{\omega}}{t_{\omega}} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{115,2}{1,1} \cdot \sqrt{\frac{23,5}{2,06 \cdot 10^4}} = 3,54 > 2,2,$$

т.е. вертикальные ребра жесткости необходимы. Кроме того, в зоне учета развития пластических деформаций необходима постановка ребер жесткости под каждой балкой настила. Длина этой зоны определяется по формуле

$$a = l \cdot \sqrt{1 - \frac{1}{c_1} \cdot \frac{h}{h_{\omega}}} = 1200 \cdot \sqrt{1 - \frac{1}{1,12} \cdot \frac{120}{115,2}} = 317,4 \text{ см.}$$

Расстановка вертикальных ребер жесткости показана на рис. 3.19. Для сформированных отсеков выполняется проверка местной устойчивости стенки сварной балки.

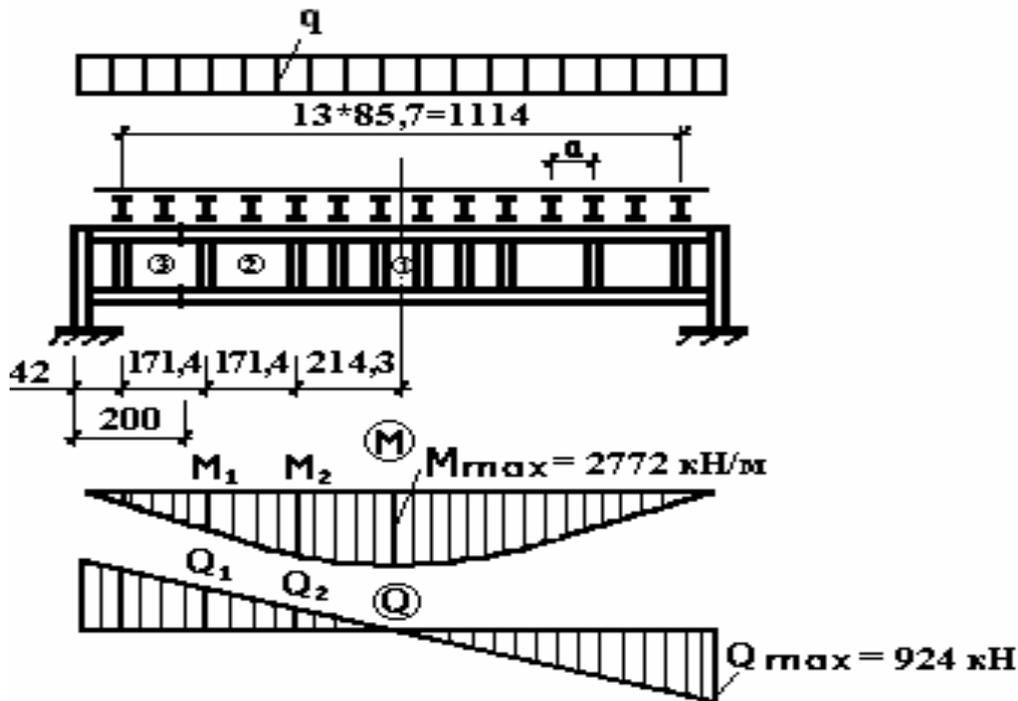


Рис. 3.19. К проверке местной устойчивости стенки

**Отсек 1.** *Отсек* – это зона балки длиной  $a$  между смежными поперечными ребрами (рис. 3.20). В **отсеке 1** выполняется проверка местной устойчивости стенки от действия нормальных напряжений, возможного образования волн в сжатой зоне, перпендикулярных оси балки или параллельно поперечным ребрам жесткости. При этом встает необходимость постановки продольных ребер жесткости, устанавливаемых на расстоянии  $0,2 \cdot h_0$  от края сжатого пояса. Продольное ребро не ставится, если соблюдается условие обеспечения устойчивости

$$\frac{h_{ef}}{t_{\omega}} < 5,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}.$$

$$\text{Тогда } \frac{h_{ef}}{t_{\omega}} = \frac{115,2}{1,1} = 104,7 < 5,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 5,5 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{23,5}} = 162,8.$$

Устойчивость стенки, от действия нормальных напряжений, обеспечена. Кроме того, несущая способность по устойчивости стенки в области пластических деформаций определена в примере 7, п. 11.

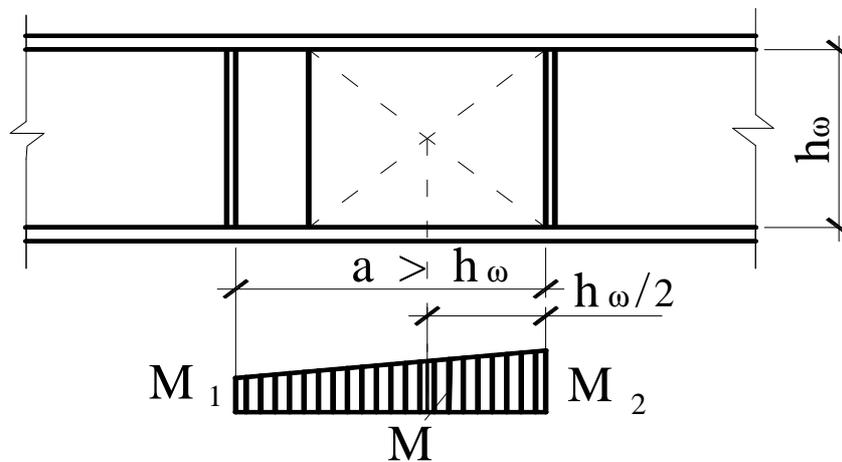


Рис. 3.20. Место определения среднего значения  $M$

**Отсек 2.** Проверка местной устойчивости стенки **отсека 2** от совместного действия нормальных и касательных напряжений выполняется по формуле (3.22):

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c,$$

где  $\sigma_{loc} = 6,43 \text{ кН/см}^2$  – см. пример 9, п.1;

Критические напряжения в формуле (3.22) зависят от расстояния между ребрами жесткости и отношения между ними. Поэтому в [1] рассматривается *три возможных случая* определения критических, нормальных и местных напряжений: **частое** расположение ребер жесткости, **более редкое** расположение ребер жесткости, **редкое** расположение ребер жесткости.

Чтобы определить возможный случай расположения ребер жесткости применительно к рассматриваемому примеру, необходимо выяснить:

1. Отношение размеров отсека

$$\frac{a}{h_{ef}} = \frac{171,4}{115,2} = 1,49 > 0,8;$$

2. Отношение местных напряжений  $\sigma_{loc}$  к действующим  $\sigma$

$$\frac{\sigma_{loc}}{\sigma} = \frac{6,43}{19,84} = 0,324,$$

где  $\sigma_{loc} = 6,43 \text{ кН/см}^2$  – см. пример 9, п.1;

$$\sigma = \frac{M_{2(x)}}{W_x} \cdot \frac{h_{\omega}}{h} = \frac{219800 \cdot 115,2}{10634 \cdot 120,0} = 19,84 \text{ кН/см}^2.$$

$$\text{Здесь } M_{2(x)} = \frac{q \cdot x \cdot (l-x)}{2} = \frac{154,0 \cdot 3,27 \cdot (12 - 3,27)}{2} = 21,98 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$W_x = 10634 \text{ см}^3$  – см. пример 9, п. 1.

3. Степень упругого защемления стенки в поясах [1, формула (77)]

$$\delta = \beta \cdot \frac{b_f}{h_{ef}} \cdot \left(\frac{t_f}{t_{\omega}}\right)^3 = 0,8 \cdot \frac{30,0}{115,2} \cdot \left(\frac{2,4}{1,1}\right)^3 = 2,16.$$

При  $\frac{a}{h_{ef}} = 1,49$  и  $\delta = 2,16$  по [1, табл. 24] находим, что

$$\frac{\sigma_{loc}}{\sigma} = 0,324 < 0,485, \text{ то есть не превышает значение в [1].}$$

Следовательно, в рассматриваемом отсеке имеет случай **редкого** расположения ребер жесткости. В этом случае выпучивание стенки балки может произойти по двум полуволнам по длине пластинки. Тогда, критические напряжения определяются по формуле (3.19):

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} \cdot R_y}{\bar{\lambda}_{\omega}^2}.$$

В формуле (3.19) коэффициент  $c_{cr}$  следует принимать по табл. 3.3 и находим, что  $c_{cr} = 33,4$ . Тогда,

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} \cdot R_y}{\bar{\lambda}_\omega^2} = \frac{33,4 \cdot 23,5}{3,54^2} = 62,6 \text{ кН/см}^2.$$

Местные критические напряжения определяются по формуле (3.25)

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 \cdot R_y}{\bar{\lambda}_a^2}.$$

с подстановкой  $0,5 \cdot a$  вместо  $a$  при вычислении  $\bar{\lambda}_a$  в формуле (3.25) и табл. 23 в [1]:

$$\frac{0,5 \cdot a}{h_{ef}} = \frac{0,5 \cdot 171,4}{115,2} = 0,744;$$

$$\lambda_a = \frac{0,5 \cdot a}{t_\omega} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{0,5 \cdot 171,4}{1,1} \cdot \sqrt{\frac{23,5}{2,06 \cdot 10^4}} = 2,63;$$

$$c_1 = 14,6.$$

$$\text{Тогда, } \sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 \cdot R_y}{\bar{\lambda}_a^2} = \frac{14,6 \cdot 23,5}{2,63^2} = 49,6 \text{ кН/см}^2.$$

Действующие касательные напряжения

$$\tau = \frac{Q_{2(x)}}{h_\omega \cdot t_\omega} = \frac{420}{115,2 \cdot 1,1} = 3,31 \text{ кН/см}^2,$$

$$\text{где } Q_{2(x)} = q \cdot \left(\frac{l}{2} - x\right) = 154 \cdot \left(\frac{12,0}{2} - 3,27\right) = 420 \text{ кН}.$$

Укрепление стенки балки поперечными ребрами жесткости, пересекающими возможные волны выпучивания стенки, увеличивает критическое касательное напряжение, определяемое по формуле

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2}\right) \cdot \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{1,49^2}\right) \cdot \frac{13,63}{3,54} = 15,04 \text{ кН/см}^2,$$

где  $\mu$  – отношение большей стороны пластинки к меньшей.

Теперь подставляем все значения в формулу (3.22)

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{19,84}{62,6} + \frac{6,43}{49,6}\right)^2 + \left(\frac{3,31}{15,04}\right)^2} = 0,498 \leq \gamma_c = 1,0.$$

Проверка показала, что устойчивость стенки обеспечена и постановка ребер жесткости на расстоянии  $a = 171,4 \text{ см} > h_w = 115,2 \text{ см}$  возможна.

Расчетные формулы проверки местной устойчивости стенки, укрепленной короткими поперечными и продольными ребрами, приведены в [1, пп. 7.7, 7.8].

### Контрольное задание

Выполнить проверку местной устойчивости отсека «3», показанного на рис. 3.19.

## Лекция 16 РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ОПОРНОЙ ЧАСТИ ГЛАВНОЙ БАЛКИ

В курсовом проекте возможны 2 варианта конструирования опорной части главной балки: 1-й случай, когда к торцу главной балки приварена пластина (рис. 3.21.); 2-й случай – опирание нижней полкой главной балки на колонну. Способы опирания балок на колонну показаны в прил. 24, 25.

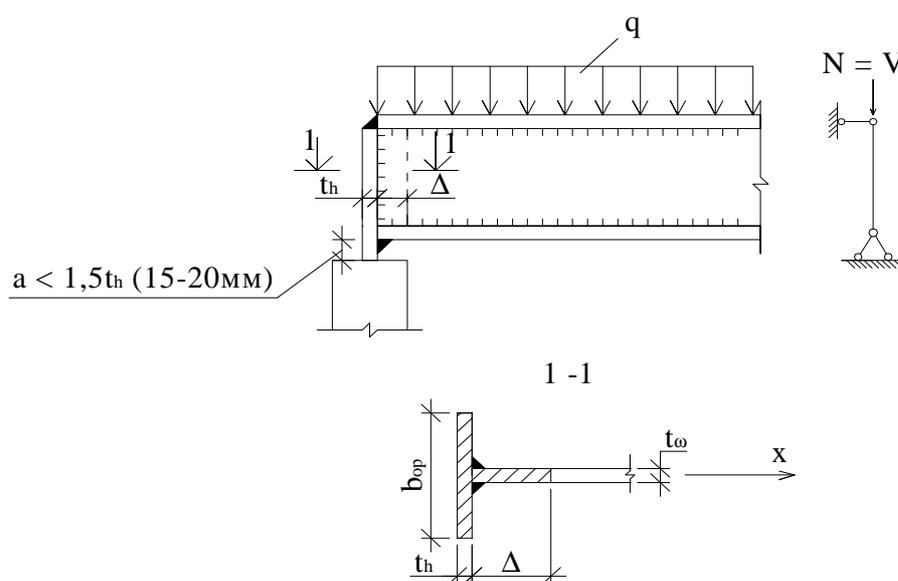


Рис. 3.21. Схема опорной части главной балки (первый вариант)

Размер  $a$  принимается конструктивно равным 15 – 20 мм;  $\Delta$  – часть (ширина) стенки, главной балки, входящая в расчетное сечение (расчетной схемы) условной центрально-сжатой стойки (рис. 3.21). На рис. 3.21 показаны следующие размеры:  $b_{op}$  – ширина опорного ребра, состоящая из толщины стенки главной балки и двух свесов, то есть  $b_{op} = 2b_h + t_w$ ;  $b_h$  – ширина выступающей части пластины;  $t_w$  – толщина стенки главной балки.

Ширина выступающей части пластины определяется по [1], как  $b_h = h_{ef}/30 + 40$  мм, где  $h_{ef}$  – высота стенки главной балки.

Часть стенки, входящая в расчетное сечение определяется формулой

$$\Delta = 0,65 \cdot t_w \cdot \sqrt{E/R_y} \quad (3.28)$$

Расчет опорного ребра из условия смятия проверяется по формуле

$$F/A_p \leq R_p \cdot \gamma_c, \quad (3.29)$$

где  $A_p = b_{op} \cdot t_h$  – площадь смятия;

$\gamma_c$  – коэффициент условия работы;

$R_p$  – расчетное сопротивление стали смятию (по [1]);  $R_p = R_{un}/\gamma_m$

$R_{un}$  – предел прочности;

$\gamma_m$  – коэффициент безопасности по материалу;  $\gamma_m = 1,025$  (по [1]);

Из условия обеспечения местной устойчивости опорного ребра находим

$$b_{op} \leq 0,5 \cdot \sqrt{E/R_y}. \quad (3.30)$$

Толщина опорного ребра

$$t_h = 2 \cdot b_h \cdot \sqrt{E/R_y}. \quad (3.31)$$

Определение наименьшего значения катета шва из условия

$$\frac{N}{k_f \cdot l_w \cdot \beta_f \cdot \gamma_{wf}} \leq R_{wf} \quad \text{или} \quad k_f \geq \frac{N}{l_w \cdot R_{wf} \cdot \beta_f \cdot \gamma_{wf}}. \quad (3.32)$$

Здесь  $l_w$  – расчетная длина сварного углового шва, к которой предъявляется следующее конструктивное ограничение (должна быть не менее 40 мм)

$$4 \cdot k_f \leq l_w \leq 85 \cdot k_f \cdot \beta_f.$$

С учетом конструктивного ограничения формула (3.32) запишется в следующем виде

$$k_f \geq \frac{N}{85 \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \beta_f^2 \cdot \gamma_{wf}} \quad \text{или} \quad k_f \geq \frac{1}{\beta_f} \cdot \sqrt{\frac{N}{85 \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf}}}. \quad (3.33)$$

**Проверка опорного участка балки на устойчивость.** Помимо проверки на смятие опорного ребра проводится также проверка опорного участка балки на устойчивость из плоскости балки как условного опорного стержня, включающего в площадь расчетного сечения опорное ребро и часть стенки балки, ширина которой определяется по формуле (3.28).

$$\frac{F}{\varphi \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (3.34)$$

где  $A = b_{op} \cdot t_h + \Delta \cdot t_{\omega}$ ;

$$I_x = \frac{(b_{op})^3 \cdot t_h}{12} + \frac{\Delta \cdot t_{\omega}^3}{12};$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}; \quad \lambda = \frac{h_{ef}}{i_x}.$$

По значению  $\lambda$  определяем согласно [1] коэффициент  $\varphi$  и выполняем проверку по формуле (3.34).

На рис. 3.22 показаны следующие размеры:  $t$  – толщина поперечного парного ребра жесткости;  $\Delta = 0,65 \cdot t_{\omega} \cdot \sqrt{E/R_y}$  – часть стенки, входящая в расчетное сечение принимается симметрично в обе стороны от поперечных ребер жесткости.

### Проверка на смятие

$$\frac{F}{A_p} \leq R_p \cdot \gamma_c,$$

где  $R_p = R_{un} / \gamma_m$  – расчетное сопротивление смятию.

### Проверка сварных швов

$$\frac{F}{A_{\omega}} \leq R_{\omega f} \cdot \gamma_{\omega f} \cdot \gamma_c,$$

где  $A_w = n \cdot k_f \cdot l_{\omega} \cdot \beta_f$  – общая площадь угловых сварных швов при этом должно выполняться условие, что

$$l_{\omega} \leq 85 \cdot \beta_f \cdot k_f \leq h_{ef}.$$

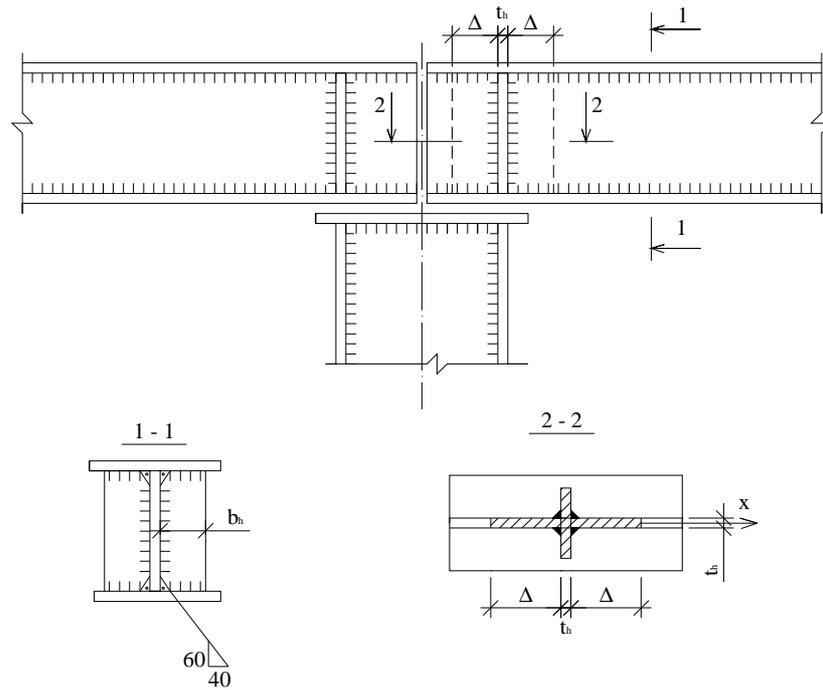


Рис. 3.22. Схема опорной части главной балки (второй вариант)

**Проверка опорного участка балки на устойчивость.** Помимо проверки на смятие опорного ребра проводится также проверка опорного участка балки на устойчивость из плоскости балки как условного опорного стержня, включающего в площадь расчетного сечения опорные ребра и часть стенки балки, шириной по  $\Delta = 0,65 \cdot t_\omega \cdot \sqrt{E/R_y}$  в каждую сторону и длиной, равной высоте стенки балки. Условие обеспечения устойчивости записывается по формуле (3.34):

$$\frac{F}{\varphi \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

где  $A = 2 \cdot (b_h - 40) \cdot t_h + (2 \cdot \Delta + t_h) \cdot t_\omega$ ;

Для определения коэффициента  $\varphi$  согласно [1] предварительно находим гибкость  $\lambda$  по формуле

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{i_x},$$

где  $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$  – радиус инерции;

$$I_x = \frac{[2 \cdot (b_h - 40)]^3 \cdot t_h}{12} + \frac{(2 \cdot \Delta + t_h) \cdot t_\omega^3}{12} \text{ – осевой момент инерции.}$$

## Практическое занятие 8 СОПРЯЖЕНИЕ ГЛАВНОЙ БАЛКИ С КОЛОННОЙ

### 8.1. Расчет опорного ребра сварной балки

**Пример 12.** Требуется рассчитать опорное ребро сварной балки примера 7. опорная реакция главной балки  $V = Q_{\max} = 924$  кН. Конструкция опорного узла главной балки принята по рис. 3.23.

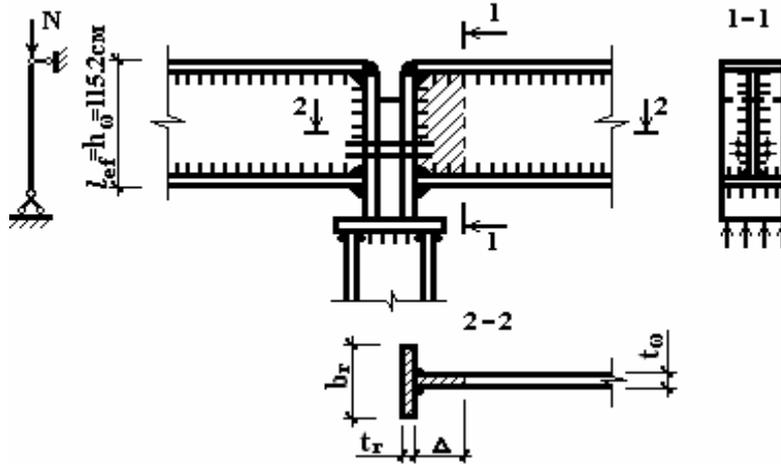


Рис. 3.23. Конструкция опорного узла главной балки

#### Порядок расчета.

1. Определение площади смятия опорного ребра из условия

$$A_p \geq \frac{N}{R_p} = \frac{92400}{3560} = 25,9 \text{ см}^2,$$

где  $R_p = \frac{R_{un}}{\gamma_m} = \frac{3650}{1,025} = 3560 \text{ кг/см}^2$ ;  $N = V = Q_{\max} = 924 \text{ кН}$ .

2. Назначение размеров опорного ребра

$$A_p = b_r \cdot t_r = 20,0 \cdot 1,4 = 28,0 \text{ см}^2.$$

3. Проверка устойчивости опорной части балки.

Проверка устойчивости опорной части балки выполняется как для центрально сжатой стойки с условным тавровым сечением, в которое входит сечение опорного ребра и часть стенки, определяемая по формуле (3.28)

$$\Delta = 0,65 \cdot t_\omega \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}. \quad \text{Тогда} \quad \Delta = 0,65 \cdot t_\omega \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{23,5}} = 21,2 \text{ см}.$$

Площадь сечения условной стойки

$$A = A_r + \Delta \cdot t_{\omega} = 28,0 + 21,2 \cdot 1,1 = 51,3 \text{ см}^2.$$

Для дальнейших расчетов определяются:

– момент инерции таврового сечения

$$I_z = \frac{t_r \cdot b_r^3}{12} + \frac{\Delta \cdot t_{\omega}^3}{12} = \frac{1,4 \cdot 20,0^3}{12} + \frac{21,2 \cdot 1,1^3}{12} = 935 \text{ см}^4;$$

– радиус инерции

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{935}{51,3}} = 4,27 \text{ см};$$

– гибкость

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i_z} = \frac{115,2}{4,27} = 27,0.$$

Согласно [1, табл. 72] по линейной интерполяции находим  $\varphi = 0,941$  и выполняем проверку устойчивости опорной части балки по формуле (3.34)

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} = \frac{92400}{0,941 \cdot 51,3} = 1914 < R_y = 2350 \text{ кг/см}^2.$$

Устойчивость опорной части балки обеспечена.

4. Расчет сварных швов крепления опорного ребра.

Прикрепление опорного ребра к стенке проектируем двусторонними швами полуавтоматической сваркой проволокой Св-08А.

Определение расчетного сечения сварного шва из условия

$$R_{\omega f} \cdot \beta_f = 180 \cdot 1,1 = 198 > R_{\omega z} \cdot \beta_z = 148 \cdot 1,15 = 170 \text{ МПа},$$

где  $\beta_f = 1,1$ ;  $\beta_z = 1,15$ ;  $R_{\omega f} = 180 \text{ МПа}$ ;  $R_{\omega z} = 0,45 \cdot \frac{410}{1,25} = 148 \text{ МПа}$ .

Таким образом, катет сварного шва определяется по расчетному сечению границы сплавления металла по формуле

$$k_f = \frac{1}{\beta_z} \cdot \sqrt{\frac{N}{n \cdot 85 \cdot R_{\omega z}}} = \frac{1}{1,15} \cdot \sqrt{\frac{924}{2 \cdot 85 \cdot 14,8}} = 0,53 \text{ см} = 5,3 \text{ мм}.$$

Принимаем катет шва  $k_f = 6 \text{ мм}$ , что больше расчетного  $k_f = 5,3 \text{ мм}$  [1, табл. 38].

5. Проверка длины рабочей длины шва. Проверка длины рабочей части шва выполняется по формуле

$$l_{\omega} = 85 \cdot \beta_z \cdot k_f = 85 \cdot 1,15 \cdot 0,6 = 58,7 \text{ см} < h_{\omega} = 115,2 \text{ см}.$$

Опорное ребро приваривается к стенке по всей высоте стенки сплошными швами.

**Пример 13.** Требуется рассчитать поясные швы сварной балки по данным примера 7. Соединение поясов балки со стенкой показано на рис. 3.24.

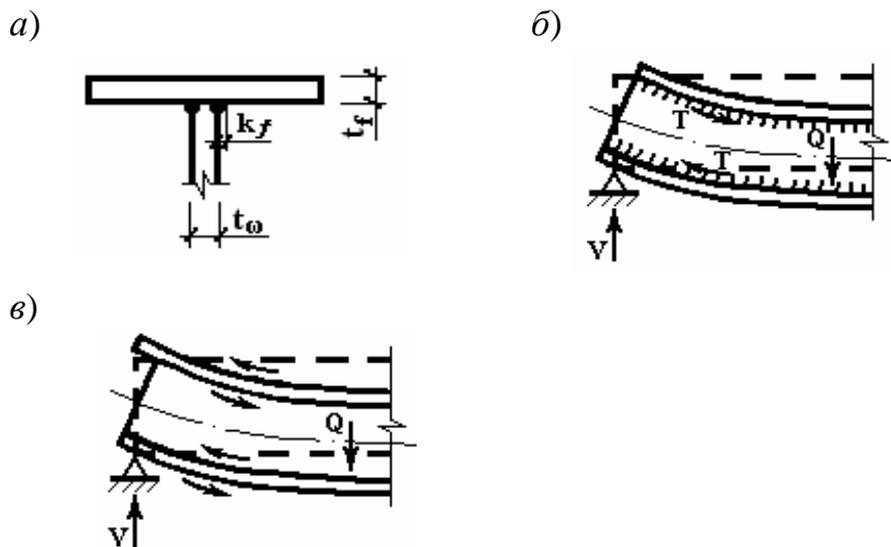


Рис. 3.24. Соединение поясов балки со стенкой:  
 а – сдвиг незакрепленных поясов относительно стенки;  
 б – работа поясных швов; в – поясные швы

### Порядок расчета.

Соединение поясов балки со стенкой осуществляют поясными швами (см. рис. 3.24).

При изгибе балки это соединение предотвращает сдвиг поясов относительно стенки балки (рис. 3.24, а), который был бы возможен при раздельной, самостоятельной работе элементов балки на изгиб. Такое соединение поясов со стенкой превращает все сечение в монолитно работающее. В сварных балках, работающих без учета пластических деформаций, при хорошей обеспеченности местной устойчивости стенки, когда значения левой части формулы (3.22) не превышают  $0,9 \cdot \gamma_c$ , допускается применение односторонних поясных швов. В балках, работающих с учетом пластических деформаций, применение односторонних поясных швов не допускается.

Расчет соединения ведется на силу сдвига пояса относительно стенки (рис. 3.24, б). В сварных балках сдвигающую силу  $T$ , приходящуюся на 1 см длины балки, определяют через касательные напряжения

$$T = \tau \cdot t_{\omega} = \frac{Q \cdot S_f}{I}, \quad (3.35)$$

где  $Q$  – расчетная поперечная сила;

$S_f$  – статический момент пояса относительно нейтральной оси сечения балки;

$I$  – момент инерции сечения балки.

Сдвигающая сила стремится срезать поясные швы, а потому сопротивление этих швов срезу должно быть не меньше силы  $T$

$$T \leq n \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{\omega f}. \quad (3.36)$$

Отсюда определяют требуемый катет сварного, углового шва (см. рис. 3.24, в)

$$k_f \geq \frac{Q \cdot S_f}{n \cdot I \cdot \beta_f \cdot R_{\omega f}}, \quad (3.37)$$

при этом должно соблюдаться условие

$$R_{\omega f} \cdot \beta_f \leq R_{\omega z} \cdot \beta_z. \quad (3.38)$$

При приложении сосредоточенной нагрузки через пояс балки в месте, не укрепленном ребром жесткости (например, поэтажное опирание балок на главную, см. рис. 3.19), поясные швы будут испытывать дополнительное местное давление (см. рис. 3.17), которое определяется по формуле (3.23). Проверка поясного шва должна производиться на равнодействующую сдвига и местного давления

$$k_f \geq \frac{1}{n \cdot \beta_f \cdot R_{\omega f}} \cdot \sqrt{\left(\frac{Q \cdot S_f}{I}\right)^2 + \left(\frac{F}{l_{ef}}\right)^2}. \quad (3.39)$$

Определение расчетного сечения из условия (3.38)

$$R_{\omega f} \cdot \beta_f = 180 \cdot 1,1 = 198 \text{ МПа} > R_{\omega z} \cdot \beta_z = 171 \cdot 1,15 = 196,6 \text{ МПа}.$$

Отсюда видно, что в формуле (3.39) вместо  $R_{\omega f} \cdot \beta_f$  подставляем значения  $R_{\omega z} \cdot \beta_z$ .

Тогда, требуемый катет шва в рассматриваемом сечении на расстоянии  $x = 42$  см от конца балки (см. рис. 3.19), под первой от опоры балкой настила, где сдвигающая сила максимальна, определяется по формуле (3.39)

$$k_f \geq \frac{1}{n \cdot \beta_z \cdot R_{\omega z}} \cdot \sqrt{\left(\frac{Q_{\max} \cdot S_f}{I}\right)^2 + \left(\frac{F}{l_{ef}}\right)^2} =$$

$$= \frac{1}{2 \cdot 1,15 \cdot 17,1} \cdot \sqrt{\left(\frac{924 \cdot 2822}{472056}\right)^2 + \left(\frac{129,4}{18,3}\right)^2} = 0,228 \text{ см} = 2,3 \text{ мм},$$

где  $n = 2$ ;  $\beta_z = 1,15$ ;  $R_{\omega z} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 3800 = 1710 \text{ кг/см}^2$ ;  $S_f = S_x^{нояса} = 2822 \text{ см}^3$  (см. пример 10);  $I_1 = 472056 \text{ см}^4$  (см. п. 7, пример 9);  $Q_{\max} = 924 \text{ кН}$  (см п. 3, пример 7);  $F = 129,4 \text{ кН}$  (см. пример 10);  $l_{ef} = 18,3 \text{ см}$  (см. пример 10).

При толщине пояса  $t_f = 24$  мм принимаем по [1, табл. 38\*] минимально допустимый катет шва  $k_f = 7$  мм, что больше получившегося по расчету  $k_f = 2,3$  мм.

## ЛИТЕРАТУРА

### Основная

1. СНиП П-23-81\*. Стальные конструкции. Нормы проектирования. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990 (1991). – 96 с.
2. Металлические конструкции: учеб. для вузов / под ред. Е. И. Беленя. – 6-е изд. – М.: Стройиздат, 1986. – 560 с.
3. Металлические конструкции: общий курс: учеб. для вузов / под ред. Г.С. Веденикова. – 7-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1998. – 760 с.

### Дополнительная

4. СНиП П-11-74. Алюминиевые конструкции. Нормы проектирования. – М.: Стройиздат, 1975. – 47 с.
5. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 35 с.
6. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. (Дополнения. Раздел 10. Прогибы и перемещения). – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 8 с.
7. Жабинский, А.Н. Металлические конструкции. Балки и балочные перекрытия: учеб.-метод. пособие / А.Н. Жабинский, С.В. Шевченко. – Мн.: БГПА, 2000. – 112 с.
8. Ищенко, И.И. Легкие конструкции одноэтажных производственных зданий / И.И. Ищенко [и др.]; под ред. И.И. Ищенко. – М.: Стройиздат, 1979. – 196 с.: ил. (Справочник проектировщика).
9. Корженко, А.П. Методические указания к курсовому проекту № 1 по курсу «Металлические конструкции» / А.П. Корженко, Г.Д. Машковцев. – Новополоцк: НПИ. – 1986.
10. Мандриков, А.П. Примеры расчета металлических конструкций: учеб. пособие для техникумов / А.П. Мандриков. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат 1991. – 431 с.: ил.
11. Металлические конструкции: справочник проектировщика : в 3 т. / под общ. ред. В.В. Кузнецова. – М.: Изд-во АСВ, 1998. – 3 т.
12. Справочник проектировщика. Расчетно-теоретический. В 2 т. Т. 1. / под ред. А.А. Уманского. – М.: Стройиздат, 1972. – 599 с.

# КОНТРОЛЬ ЗНАНИЙ СТУДЕНТОВ

## ВОПРОСЫ ВХОДНОГО КОНТРОЛЯ

1. Дать определение расчетной схемы.
2. Какие силы называются внешними и внутренними?
3. Какой прием используется для выявления внутренних сил?
4. Какой числовой мерой характеризуется закон внутренних сил по сечению?
5. Записать напряжения, возникающие в поперечном сечении растянутого стержня.
6. Записать связь модуля сдвига с модулем упругости.
7. Перечислить основные особенности диаграммы растяжения.
8. Что такое полосы скольжения?
9. От чего зависит система расположения атомов в кристаллической решетке?
10. Как называется переход атомов в соседнее положение с местными искажениями структуры?
11. Перечислите основные механические характеристики.
12. Что такое релаксация?
13. Как определяется статический момент отсеченной части прямоугольника, если координатные оси проходят через его центр тяжести?
14. Как определяется момент инерции прямоугольного сечения, двутаврового сечения?
15. Что называется деформацией тела?
16. Что называется упругостью тела?
17. Какая деформация называется упругой и какая пластической?
18. В чем заключается сущность метода сечения?
19. Что называется напряжением?
20. Какова размерность напряжения?
21. Какое напряжение называется нормальным?
22. Какое напряжение называется касательным?
23. Как определяются напряжения при прямом изгибе?
24. Как определяются напряжения при косом изгибе?
25. Как определяются напряжения при стесненном кручении?
26. Записать выражение жесткости бруса при изгибе.
27. Какое отношение называется моментом сопротивления при изгибе?
28. В каких точках возникают максимальные нормальные напряжения при изгибе прямого бруса?

29. Как вычислить касательные напряжения, возникающие в продольных сечениях бруса?
30. Для чего служат теории прочности?
31. На каких предположениях основаны первая, вторая, третья и четвертая теории прочности?
32. Какие теории прочности пригодны для расчета пластичных материалов и хрупких?
33. Какие теории прочности надо считать наиболее надежными?
34. Почему при выделении элемента из стенки сосуда показаны лишь нормальные напряжения  $\sigma_1$  и  $\sigma_2$ ?
35. Что называется интенсивностью равномерно распределенной нагрузки? Ее размерность?
36. Что называется изгибающим моментом и поперечной силой в данном сечении?
37. Какая существует связь между изгибающим моментом, поперечной силой и интенсивностью нагрузки?
38. Для чего строятся эпюры изгибающих моментов и поперечных сил?
39. Что называется продольным изгибом?
40. Какая сила называется критической силой?
41. Что называется запасом устойчивости?
42. Как в общем виде пишется формула Эйлера?
43. Что называется коэффициентом приведения длины?
44. Чему равен коэффициент приведения длины для четырех случаев закрепления концов стержня?
45. Какой момент инерции используют в формуле Эйлера? Почему?
46. Что называется гибкостью стержня?
47. Какова формула гибкости стержня?
48. Как рассчитывается стержень на продольный изгиб, если гибкость стержня такова, что формула Эйлера неприменима?
49. От чего зависит коэффициент  $\varphi$ ?
50. Какой цикл напряжений называется симметричным?

## ПЕРВЫЙ ПРОМЕЖУТОЧНЫЙ КОНТРОЛЬ

### Введение в дисциплину металлические конструкции

1. Какова цель изучения дисциплины «Металлические конструкции»?
2. Какие основные задачи решаются при изучении дисциплины «Металлические конструкции»?

3. Что изучает наука о металлических конструкциях?
4. Перечислите основные принципы формообразования?
5. Какие методы расчета включает в себя теория сооружений?
6. Перечислите номенклатуру стержневых конструкций и приведите примеры.
7. Перечислите номенклатуру листовых конструкций.
8. Какие предъявляются требования к металлическим конструкциям?
9. Назовите достоинства и недостатки металлических конструкций.
10. Как определяется коэффициент легкости конструкций выполненных из различных материалов?
11. Какая ставится основная задача при проектировании металлических конструкций?
12. Основные этапы проектирования и состав документации.

### **Основы металлических конструкций**

1. Какие предъявляются требования, при изготовлении стали?
2. На какие три группы делятся стали по своим механическим свойствам?
3. Какие составляющие определяют основу стали?
4. С какой целью строится статистическая кривая распределения предела текучести?
5. Расшифруйте марку стали: 15ХСНД.
6. Как влияют легирующие добавки на качество стали (например, кремний и марганец)?
7. Какой становится сталь при повышенном содержании фосфора?
8. Какой становится сталь при повышенном содержании серы?
9. Почему при сварке необходима защита от воздействия атмосферы?
10. Какова цель термической обработки стали?
11. Перечислите основные виды термической обработки.
12. Как влияет интенсивность остывания на механические свойства стали?
13. Перечислите основные коррозионные повреждения.
14. Что представляет собой питтинговая коррозия?
15. Как распространяются трещины межкристаллитной коррозии?
16. Что называется сортаментом?
17. Как составляется сортамент?

## Работа строительных сталей

1. По какой плоскости происходит сдвиг в монокристалле железа?
2. Что называется линией дислокации?
3. Перечислите дефекты кристаллической решетки.
4. Какая существует связь между напряжениями и числом дислокаций?
5. Как определяется коэффициент концентрации напряжений?
6. Дать понятие ударной вязкости.
7. Что такое порог хладноломкости?
8. Когда наступает явление наклепа?
9. Каким коэффициентом характеризуется усталостная прочность?
10. Какие выполняются мероприятия с целью повышения усталостной прочности?
11. Что называется однозначным, асимметричным циклом (приведите примеры)?
12. Какое явление называется механическим старением?
13. Какой процесс называется искусственным старением?
14. Какие стали наиболее подвержены старению?
15. Как влияет старение на механические свойства стали?

## Основы расчета элементов металлических конструкций

1. С какого года расчет стальных конструкций выполняется по методу предельных состояний?
2. В чем заключается принципиальное отличие метода предельных состояний от метода допускаемых напряжений?
3. Дайте классификацию постоянных нагрузок?
4. К каким нагрузкам следует отнести снеговую, ветровую и гололедные нагрузки?
5. Как определяются расчетные нагрузки?
6. Как устанавливается коэффициент надежности по нагрузке?
7. По каким данным определяется нормативная снеговая или ветровая нагрузка?
8. Отличается ли метод частных коэффициентов от метода предельных состояний?
9. Какие приняты обозначения для коэффициентов надежности?

10. После какой работы наступает пластическое течение?
11. Какая основная теория прочности принята при расчетах стальных конструкций?
12. Что такое шарнир пластичности?
13. Запишите условие пластичности?
14. Доказать, что для прямоугольного сечения, коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций –  $C_1 = 1,5$ .
15. Как влияет образование шарнира пластичности на работу неразрезных балок?
16. Запишите формулу обеспечения устойчивости сжатого элемента.
17. Запишите формулу обеспечения устойчивости изгибаемого элемента.
18. В каких случаях не требуется проверки общей устойчивости изгибаемого элемента?
19. Для каких стержней характерна потеря устойчивости?
20. При достижении какой силы прямолинейная форма стержня перестает быть устойчивой?
21. Запишите формулу Л. Эйлера.
22. Запишите формулу критических напряжений.
23. Для каких деформаций справедлива формула Л. Эйлера?
24. За счет чего может быть увеличена несущая способность стержня?
25. С какой целью центрируется нагрузка сжатого стержня?
26. Когда стержень считается жестким, а когда гибким?
27. Запишите условие обеспечения устойчивости гибкого стержня.
28. Как определяется условная гибкость стержня?
29. Каким известным соотношением можно записать коэффициент  $\varphi$ ?
30. От каких условий зависит расчетная длина сжатого стержня (стойки)?

## ВТОРОЙ ПРОМЕЖУТОЧНЫЙ КОНТРОЛЬ

### Сварные соединения

1. В чем заключается физический процесс сварки?
2. Перечислите зоны сварного соединения.
3. Дайте определение зоны термического влияния.

4. При какой температуре металл сохраняет свои первоначальные свойства?
5. Что означает маркировка электрода типа Э50А?
6. Как классифицируют сварные швы по конструктивному признаку?
7. Перечислите сварные швы по их положению в пространстве.
8. Какой шов называется фланговым?
9. Какой шов называется лобовым?
10. Покажите детали стыкового и углового соединений.
12. Как на чертежах обозначаются заводские и монтажные швы?
13. Запишите расчетную формулу стыкового соединения при действии осевого усилия перпендикулярно прямому стыку.
14. Запишите расчетную формулу стыкового соединения при действии осевого усилия перпендикулярно косому стыку.
15. Запишите расчетную формулу стыкового соединения при действии изгибающего момента.
16. Назовите расчетные сечения среза угловых швов.
17. Запишите формулу расчета углового шва, если не соблюдается условие  $R_{wf} \cdot \beta_f \leq R_{wz} \cdot \beta_z$ .
18. Перечислите конструктивные требования, предъявляемые к сварным соединениям.

### **Заклепочные и болтовые соединения**

1. В каких случаях применяются болтовые соединения, а в каких заклепочные?
2. Объясните работу болтовых (заклепочных) соединений.
3. Перечислите детали заклепки.
4. Запишите основные расчетные формулы.
5. Какой эффект используется в соединениях на высокопрочных болтах?
6. Как определяется натяжение высокопрочных болтов?
7. Назовите величину отклонения фактического момента закручивания.
8. Через какой промежуток времени рекомендуется контроль усилия натяжения высокопрочных болтов?
9. Что обязан сделать монтажник после выполнения соединения на высокопрочных болтах?
10. Какие элементы соединения на высокопрочных болтах подлежат пооперационному контролю качества?

## Балки и балочные конструкции

1. На каком расстоянии от опоры выполняют изменение сечения?
2. Какие вы знаете виды изменения сечения балки?
3. Запишите формулы определения  $M_1(x)$  и  $Q_1(x)$  в месте изменения сечения.
4. Какими швами воспринимается сдвигающая сила  $T$  при расчете поясных швов?
5. По какой формуле проверяется общая устойчивость двутавровой балки?
6. Как определяется коэффициент  $\varphi_b$ ?
7. Чему равняется  $\varphi_b$  при  $\varphi_1 \leq 0,85$ ?
8. Чему равняется  $\varphi_b$  при  $\varphi_1 > 0,85$ ?
9. Вывести формулы определения толщины стенки из условия среза в зависимости от опоры главной балки.
10. Последовательность расчета центрально-сжатой колонны сквозного сечения, составленной из двух швеллеров.
11. Вывести формулу определения минимальной высоты стенки главной балки, при действии на нее равномерно распределенной нагрузки и работающей: а) в упругой стадии; б) упругопластической стадии.
12. Вывести формулу оптимальной высоты главной балки.

## Проверка местной устойчивости составной балки

1. Какое должно соблюдаться соотношение свеса пояса к его толщине при упругой работе?
2. Воздействию каких напряжений подвергается стенка балки вблизи опоры?
3. При каком условии требуется укреплять стенку балки поперечными ребрами жесткости, если  $\bar{\lambda}_\omega > 3,2$ ?
4. При каком условии требуется укреплять стенку балки поперечными ребрами жесткости, если  $\bar{\lambda}_\omega > 2,2$ ?
5. Какой зависимостью определяется область (длина) развития пластических деформаций при равномерной нагрузке на балку?
6. Какое должно быть максимально допустимое расстояние между поперечными ребрами жесткости при  $\bar{\lambda}_\omega > 3,2$ ?
7. Какое должно быть максимально допустимое расстояние между поперечными ребрами жесткости при  $\bar{\lambda}_\omega \leq 3,2$ ?

8. Каким может быть предельно допустимое расстояние между поперечными ребрами жесткости, если выполнены проверки общей и местной устойчивости балки?

9. Как следует рассчитывать односторонние ребра жесткости, если к верхнему поясу приложена сосредоточенная нагрузка, например при поэтажном сопряжении балок?

10. Для каких балок разрешают не проверять устойчивость стенки, если  $\bar{\lambda}_\omega \leq 3,5$  и отсутствует местная нагрузка?

11. Для каких балок разрешают не проверять устойчивость стенки, если  $\bar{\lambda}_\omega = 3,2$ ?

12. Для каких балок разрешают не проверять устойчивость стенки, если  $\bar{\lambda}_\omega \leq 2,5$  и присутствует местная нагрузка на поясе балки?

13. Что такое частое расположение поперечных ребер жесткости?

14. Что такое редкое расположение поперечных ребер жесткости?

## **ВОПРОСЫ К ЗАЧЕТУ**

### **Введение в дисциплину «Металлические конструкции»**

1. Какова цель изучения дисциплины «Металлические конструкции»?

2. Какие основные задачи решаются при изучении дисциплины «Металлические конструкции»?

3. Что изучает наука о металлических конструкциях?

4. Перечислите основные принципы формообразования?

5. Какие методы расчета включает в себя теория сооружений?

6. Перечислите номенклатуру стержневых конструкций и приведите примеры.

7. Перечислите номенклатуру листовых конструкций.

8. Какие предъявляются требования к металлическим конструкциям?

9. Назовите достоинства и недостатки металлических конструкций.

10. Как определяется коэффициент легкости конструкций выполненных из различных материалов?

11. Какая ставится основная задача при проектировании металлических конструкций?

12. Основные этапы проектирования и состав документации

## **Основы металлических конструкций**

1. Какие предъявляются требования, при изготовлении стали?
2. На какие три группы делятся стали по своим механическим свойствам?
3. Какие составляющие определяют основу стали?
4. С какой целью строится статистическая кривая распределения предела текучести?
5. Расшифруйте марку стали: 15ХСНД.
6. Как влияют легирующие добавки на качество стали (например, кремний и марганец)?
7. Какой становится сталь при повышенном содержании фосфора?
8. Какой становится сталь при повышенном содержании серы?
9. Почему при сварке необходима защита от воздействия атмосферы?
10. Какова цель термической обработки стали?
11. Перечислите основные виды термической обработки.
12. Как влияет интенсивность остывания на механические свойства стали?
13. Перечислите основные коррозионные повреждения.
14. Что представляет собой питтинговая коррозия?
15. Как распространяются трещины межкристаллитной коррозии?
16. Что называется сортаментом?
17. Как составляется сортамент?

## **Работа строительных сталей**

1. По какой плоскости происходит сдвиг в монокристалле железа?
2. Что называется линией дислокации?
3. Перечислите дефекты кристаллической решетки.
4. Какая существует связь между напряжениями и числом дислокаций?
5. Как определяется коэффициент концентрации напряжений?
6. Дать понятие ударной вязкости.
7. Что такое порог хладноломкости?
8. Когда наступает явление наклепа?
9. Каким коэффициентом характеризуется усталостная прочность?
10. Какие выполняются мероприятия с целью повышения усталостной прочности?

11. Что называется однозначным, асимметричным циклом (приведите примеры)?
12. Какое явление называется механическим старением?
13. Какой процесс называется искусственным старением?
14. Какие стали наиболее подвержены старению?
15. Как влияет старение на механические свойства стали?

### **Основы расчета элементов металлических конструкций**

1. С какого года расчет стальных конструкций выполняется по методу предельных состояний?
2. В чем заключается принципиальное отличие метода предельных состояний от метода допускаемых напряжений?
3. Дайте классификацию постоянных нагрузок?
4. К каким нагрузкам следует отнести снеговую, ветровую и гололедные нагрузки?
5. Как определяются расчетные нагрузки?
6. Как устанавливается коэффициент надежности по нагрузке?
7. По каким данным определяется нормативная снеговая или ветровая нагрузки?
8. Отличается ли метод частных коэффициентов от метода предельных состояний?
9. Какие приняты обозначения для коэффициентов надежности?
10. После какой работы наступает пластическое течение?
11. Какая основная теория прочности принята при расчетах стальных конструкций?
12. Что такое шарнир пластичности?
13. Запишите условие пластичности.
14. Доказать, что для прямоугольного сечения, коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций  $C_1 = 1,5$ .
15. Как влияет образование шарнира пластичности на работу неразрезных балок?
16. Запишите формулу обеспечения устойчивости сжатого элемента.
17. Запишите формулу обеспечения устойчивости изгибаемого элемента.
18. В каких случаях не требуется проверки общей устойчивости изгибаемого элемента?
19. Для каких стержней характерна потеря устойчивости?

20. При достижении какой силы прямолинейная форма стержня перестает быть устойчивой?
21. Запишите формулу Л. Эйлера.
22. Запишите формулу критических напряжений.
23. Для каких деформаций справедлива формула Л. Эйлера?
24. За счет чего может быть увеличена несущая способность стержня?
25. С какой целью центрируется нагрузка сжатого стержня?
26. Когда стержень считается жестким, а когда гибким?
27. Запишите условие обеспечения устойчивости гибкого стержня.
28. Как определяется условная гибкость стержня?
29. Каким известным соотношением можно записать коэффициент  $\varphi$ ?
30. От каких условий зависит расчетная длина сжатого стержня (стойки)?

### Сварные соединения

1. В чем заключается физический процесс сварки?
2. Перечислите зоны сварного соединения.
3. Дайте определение зоны термического влияния.
4. При какой температуре металл сохраняет свои первоначальные свойства?
5. Что означает маркировка электрода типа Э50А?
6. Как классифицируют сварные швы по конструктивному признаку?
7. Перечислите сварные швы по их положению в пространстве.
8. Какой шов называется фланговым?
9. Какой шов называется лобовым?
10. Покажите детали стыкового и углового соединений.
12. Как на чертежах обозначаются заводские и монтажные швы?
13. Запишите расчетную формулу стыкового соединения при действии осевого усилия перпендикулярно прямому стыку.
14. Запишите расчетную формулу стыкового соединения при действии осевого усилия перпендикулярно косому стыку.
15. Запишите расчетную формулу стыкового соединения при действии изгибающего момента.
16. Назовите расчетные сечения среза угловых швов.
17. Запишите формулу расчета углового шва, если не соблюдается условие  $R_{wf} \cdot \beta_f \leq R_{wz} \cdot \beta_z$ .
18. Перечислите конструктивные требования, предъявляемые к сварным соединениям.

## Заклепочные и болтовые соединения

1. В каких случаях применяются болтовые соединения, а в каких заклепочные?
2. Объясните работу болтовых (заклепочных) соединений.
3. Перечислите детали заклепки.
4. Запишите основные расчетные формулы.
5. Какой эффект используется в соединениях на высокопрочных болтах?
6. Как определяется натяжение высокопрочных болтов?
7. Назовите величину отклонения фактического момента закручивания.
8. Через какой промежуток времени рекомендуется контроль усилия натяжения высокопрочных болтов?
9. Что обязан сделать монтажник после выполнения соединения на высокопрочных болтах?
10. Какие элементы соединения на высокопрочных болтах подлежат пооперационному контролю качества?

## Балки и балочные конструкции

1. На каком расстоянии от опоры выполняют изменение сечения?
2. Какие вы знаете виды изменения сечения балки?
3. Запишите формулы определения  $M_1(x)$  и  $Q_1(x)$  в месте изменения сечения.
4. Какими швами воспринимается сдвигающая сила  $T$  при расчете поясных швов?
5. По какой формуле проверяется общая устойчивость двутавровой балки?
6. Как определяется коэффициент  $\varphi_b$ ?
7. Чему равняется  $\varphi_b$  при  $\varphi_1 \leq 0,85$ ?
8. Чему равняется  $\varphi_b$  при  $\varphi_1 > 0,85$ ?
9. Вывести формулы определения толщины стенки из условия среза в зависимости от опоры главной балки.
10. Последовательность расчета центрально-сжатой колонны сквозного сечения, составленной из двух швеллеров.
11. Вывести формулу определения минимальной высоты стенки главной балки, при действии на нее равномерно распределенной нагрузки и работающей: а) в упругой стадии; б) упругопластической стадии.
12. Вывести формулу оптимальной высоты главной балки.

## Проверка местной устойчивости составной балки

1. Какое должно соблюдаться соотношение свеса пояса к его толщине при упругой работе?
2. Воздействию каких напряжений подвергается стенка балки вблизи опоры?
3. При каком условии требуется укреплять стенку балки поперечными ребрами жесткости, если  $\bar{\lambda}_\omega > 3,2$ ?
4. При каком условии требуется укреплять стенку балки поперечными ребрами жесткости, если  $\bar{\lambda}_\omega > 2,2$ ?
5. Какой зависимостью определяется область (длина) развития пластических деформаций при равномерной нагрузке на балку?
6. Какое должно быть максимально допустимое расстояние между поперечными ребрами жесткости при  $\bar{\lambda}_\omega > 3,2$ ?
7. Какое должно быть максимально допустимое расстояние между поперечными ребрами жесткости при  $\bar{\lambda}_\omega \leq 3,2$ ?
8. Каким может быть предельно допустимое расстояние между поперечными ребрами жесткости, если выполнены проверки общей и местной устойчивости балки?
9. Как следует рассчитывать односторонние ребра жесткости, если к верхнему поясу приложена сосредоточенная нагрузка, например при поэтажном сопряжении балок?
10. Для каких балок разрешают не проверять устойчивость стенки, если  $\bar{\lambda}_\omega \leq 3,5$  и отсутствует местная нагрузка?
11. Для каких балок разрешают не проверять устойчивость стенки, если  $\bar{\lambda}_\omega = 3,2$ ?
12. Для каких балок разрешают не проверять устойчивость стенки, если  $\bar{\lambda}_\omega \leq 2,5$  и присутствует местная нагрузка на поясе балки?
13. Что такое частое расположение поперечных ребер жесткости?
14. Что такое редкое расположение поперечных ребер жесткости?

## ПРИЛОЖЕНИЯ

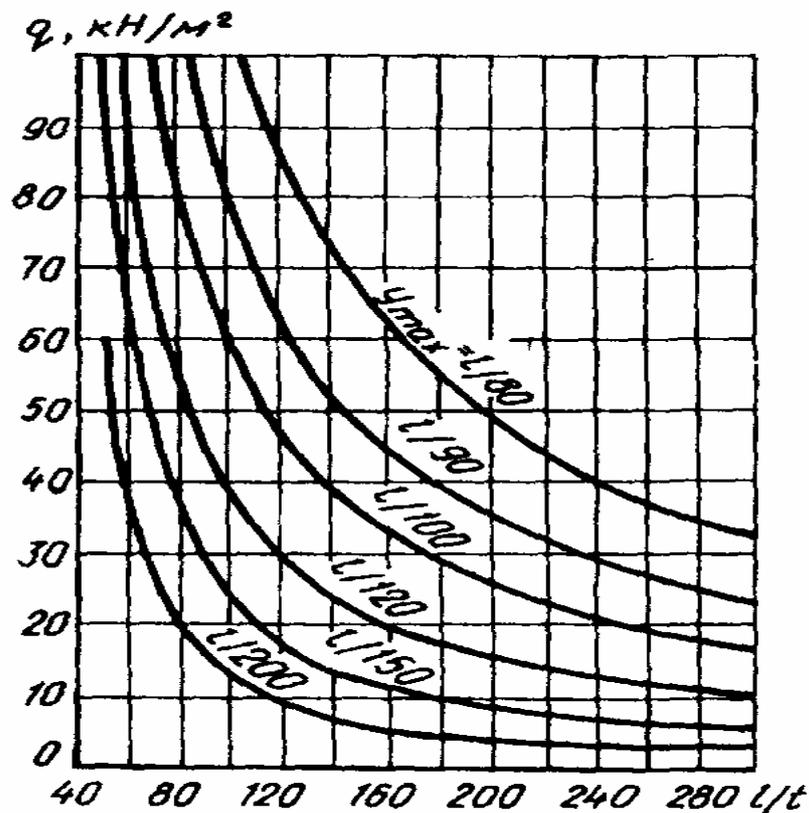
### Приложение 1

#### Определение шага балок настила

Расчетный пролет плиты, м	Толщина железобетонной плиты, см, при временной нормативной нагрузке, кН/м <sup>2</sup>			
	15 – 20	20 – 25	25 – 30	30 – 35
1,5 – 2	10	12	12	14
2,1 – 2,5	12	12	14	16
2,6 – 3	14	14	16	18

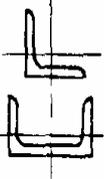
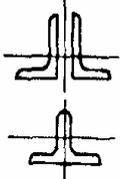
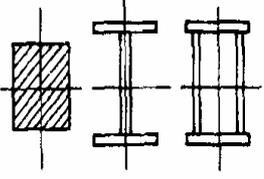
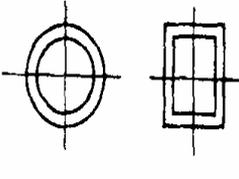
### Приложение 2

Зависимость  $l_d/t_d$  для листового настила с шарнирно закрепленными краями от заданного прогиба и нормативной нагрузки на настил  $q^n$



## Приложение 3

### Коэффициенты устойчивости при центральном сжатии $\varphi$

Условная гибкость $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y/E}$	Коэффициенты $\varphi$ по СНиП II-23-81* с изм.	Коэффициенты $\varphi$ по проекту новых норм для разных типов поперечных сечений стержней			
					
0,4	989	992	998	999	
0,6	969	950	986	994	
0,8	953	929	967	981	
1	934	901	948	968	
1,2	913	878	927	954	
1,4	891	842	905	938	
1,6	866	811	881	920	
1,8	841	778	855	900	
2	813	744	826	877	
2,2	785	709	794	851	
2,4	755	672	760	820	
2,6	718	636	722	785	
2,8	673	598	683	747	
3	628	562	643	704	
3,2	587	526	602	660	
3,4	547	492	562	615	
3,6	508	460	524	572	
3,8	471	430	487	530	
4	436	401	453	475	
4,2	402	375	421	431	
4,4	370	351	392	393	
4,6	340	328	359	359	
4,8	312	308	330	330	
5	289	289	304	304	
5,2	268	271	281	281	

Примечание. Значение коэффициентов  $\varphi$  в таблице увеличены в 1000 раз.

## Приложение 5

### Марки сталей, заменяемые сталями по ГОСТ 27772-88

Сталь по ГОСТ 27772-88	Заменяемые стали
С235	ВСтЗкп2
С245	ВСтЗпс6-1
С255	ВСтЗсп5-1
С275	ВСтЗпс6-2
С285	ВСтЗсп5-2
С345	09Г2, 09Г2С, 14Г2, 15ХСНД, 10ХНДП
С375	09Г2С-2, 14Г2, 10Г2С1, 15ХСНД, 10ХСНД
С390	10Г2С1т, 10ХСНД, 14Г2АФ
С440	16Г2АФ
С590	12Г2СМФ

Примечание. Подробно замену разных сталей по разным ГОСТам и ТУ при разных толщинах листового и фасонного проката см. в нормах.

## Приложение 5

### Расчетные сопротивления стали по ГОСТ 27772-88, сварных и болтовых соединений, $кН / см^2$

Сталь	Вид проката, толщина, мм	$R_{yn} / R_{un}$	$R_y$	$R_p$	$R_s$	$R_{из}$	$R_{bp}$
С235	Лист, } 2—20	23,5/36	23	35	13,5	16	47,5
	фасон } 21—40	22,5/36	22	35	12,5	16	47,5
	Лист 41—100	21,5/36	21	35	12	16	47,5
С245	Лист, } 2—20	24,5/37	24	36	14	16,5	48,5
	Фасон } 21—30	23,5/37	23	36	13,5	16,5	48,5
С255	Лист 4—10	24,5/38	24	37	14	17	50
	Фасон 4—10	25,5/38	25	37	14,5	17	50
	Лист } 11—20	24,5/37	24	36	14	16,5	48,5
	Фасон } 21—40	23,5/37	23	36	13,5	16,5	48,5
С275	Лист, } 12—10	27,5/38	27	37	15,5	17	50
	фасон } 11—20	26,5/37	26	36	15	16,5	48,5
	Фасон 11—20	27,5/38	27	37	15,5	17	50
С285	Лист 4—10	27,5/39	27	38	15,5	17,5	51,5
	" 11—20	26,5/38	26	37	15	17	50
	Фасон 4—10	28,5/40	28	39	16	18	52,5
	" 11—20	27,5/39	27	38	15,5	17,5	51,5
С345	Лист, } 2—10	34,5/49	33,5	48	19,5	22	64,5
	фасон } 11—20	32,5/47	31,5	46	18	21	62
	" 21—40	30,5/46	30	45	17,5	20,5	60,5

Примечания: 1. Для стали С345 и С375 характеристики листового и фасонного проката совпадают. 2. Из сталей С390, С440, С590 фасонный прокат не выпускается.

## Приложение 6

### Коэффициенты для расчета на прочность элементов стальных конструкций с учетом развития пластических деформаций

Тип сечения	Схема сечения	$\frac{A_f}{A_w}$	Значения коэффициентов		
			$C(C_x)$	$C_y$	$n$ при $M_y = 0$
1		0,25 0,5 1 2	1,19 1,12 1,07 1,04	1,47	1,5
8		—	1,6	1,47	а) 3 б) 1
9		0,5 1 2	1,6	1,07 1,12 1,19	а) 3 б) 1

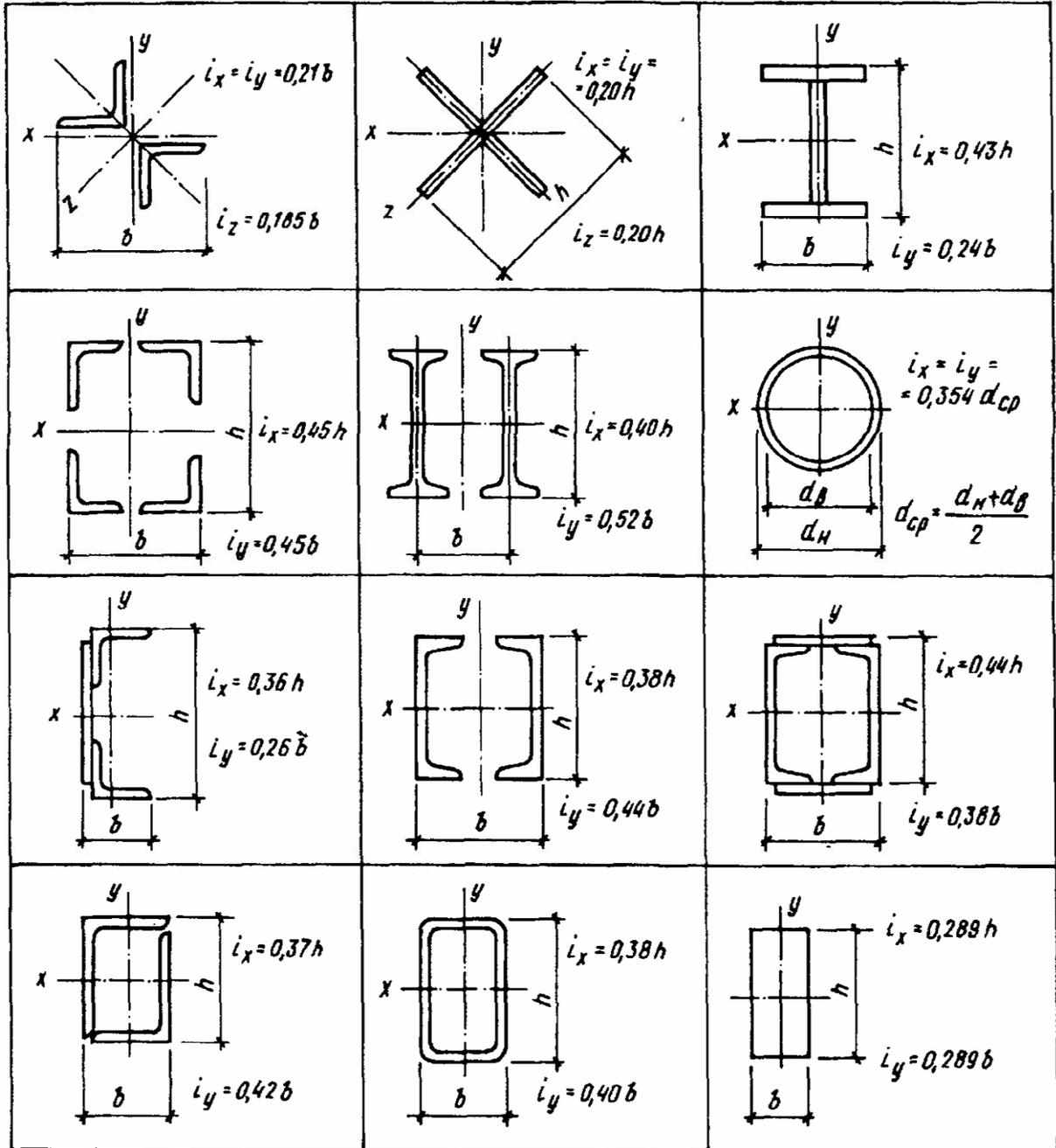
\* При  $M_y \neq 0$  коэффициент  $n = 1,5$ .

## Приложение 7

### Коэффициенты $\Psi$ для двутавровых балок с двумя осями симметрии

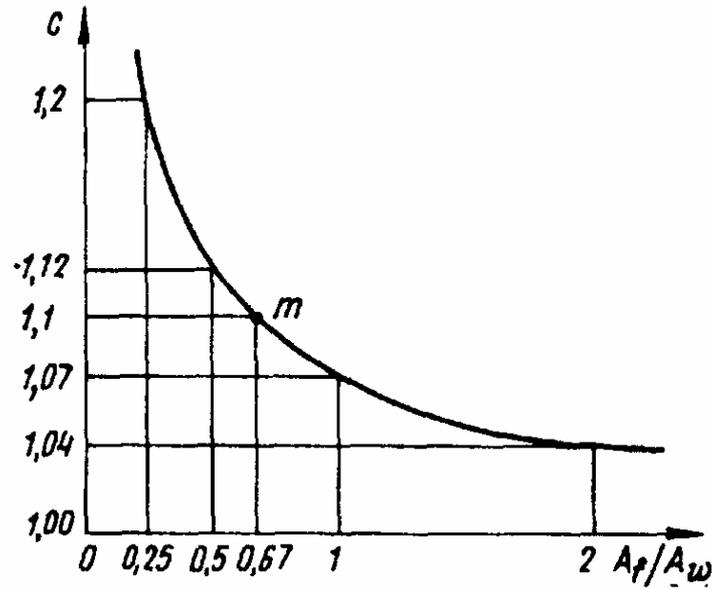
Число закреплений сжатого пояса в пролете	Вид нагрузки в пролете	Нагруженный пояс	Формулы для вычисления $\Psi$ при значениях $0,1 \leq \alpha \leq 40$
Без закреплений	Сосредоточенная	Верхний Нижний	$\Psi = 1,75 + 0,09\alpha$ $\Psi = 5,05 + 0,09\alpha$
	Равномерно распределенная	Верхний Нижний	$\Psi = 1,6 + 0,08\alpha$ $\Psi = 3,8 + 0,08\alpha$
Два и более, делящие пролет на равные части	Любая	Любой	$\Psi = 2,25 + 0,07\alpha$

Приближенные значения радиусов инерции  $i = \sqrt{I/A}$   
некоторых типов сечений



## Приложение 9

Зависимость коэффициента  $C$  от отношения площадей поперечного сечения пояса и стенки двутавровой балки



## Приложение 10

Виды сварки в зависимости от толщины шва  
(двусторонняя или с подваркой корня)

Соединение	Шов	Эскиз	Значение $t$ , мм, для сварки		
			автоматической и полуавтоматической под флюсом	электродуговой в защитных газах	ручной электродуговой
Стыковое	Без разделки кромок V-образный X-образный		2—20	3—12	2—8
			14—34	8—60	10—50
			20—60	12—120	12—60
Тавровое	Без разделки Со сплошным проплавлением		3—40	2—40	2—30
			16—40	12—80	12—60

## Приложение 11

### Материалы для сварных соединений стальных конструкций

Сталь	Материал			Нормативное сопротивление металла шва $R_{wш}$ , кН/см <sup>2</sup>	Расчетное сопротивление металла угловых швов $R_{wф}$ , кН/см <sup>2</sup>	
	Марка сварочной проволоки при сварке в углекислом газе или в его смеси с аргоном	Марка флюса при сварке под флюсом	Тип электрода при сварке открытыми электродами			
С235, С245, С255, С275, С285, СтЗкп, СтЗпс, СтЗсп, 20	Св-08А Св-08ГА	АН-348-А АН-60	Э42*, Э42А	41	18	
			Э46*, Э46А	45	20	
С345, С345Т, С375, С375, С390, С390Т, С390К, С440, 09Г2С, 16Г2АФ	Св-08Г2С*	Св-08ГА* Св-10ГА* Св-10Г2 Св-10НМА	АН-17-М	45	20	
			АН-43	49	21,5	
			АН-47	—	—	
			АН-348-А*	59	24	
С345К	Св-08ХГ2СДЮ	Св-08Х1ДЮ	АН-348-А	—	49	21,5

Примечания: 1. Для проволок Св-08Г2С следует принимать  $R_{wш} = 49$  кН/см<sup>2</sup> и  $R_{wф} = 21,5$  кН/см<sup>2</sup>, кроме угловых швов с катетом  $k_f \leq 8$  мм. 2. При соответствующем технико-экономическом обосновании для сварки конструкций допускается использовать материалы, не указанные в настоящей таблице. При этом свойства металла шва должны удовлетворять требованиям технических условий. Использование данного материала уточнить по СНиП.

## Приложение 12

### Коэффициенты проплавления в зависимости от вида сварки

Вид сварки и диаметр сварочной проволоки, мм	Положение шва	Коэффициент проплавления	Значения коэффициентов $\beta_f$ и $\beta_z$ при нормальных режимах сварки и катетах швов, мм				
			3—8	9—12	14—16	> 16	
Автоматическая, $d = 3—5$	В лодочку	$\beta_f$	1,1			0,7	
		$\beta_z$	1,15			1,0	
	Нижнее	$\beta_f$	1,1	0,9		0,7	
		$\beta_z$	1,15	1,05		1	
Автоматическая и полуавтоматическая, $d = 1,4—2$	В лодочку	$\beta_f$	0,9		0,8	0,7	
		$\beta_z$	1,05		1		
	Нижнее	$\beta_f$	0,9	0,8	0,7		
		Горизонтальное	$\beta_z$	1,05			1
			Вертикальное	1			
Ручная полуавтоматическая проволокой сплошного сечения, $d < 1,4$ , или порошковой проволокой	Нижнее	$\beta_f$	0,7				
		$\beta_z$	1				

## Приложение 13

### Минимальные значения катета шва $k_f$

Вид соединения	Вид сварки	Предел текучести стали, $\text{кН/см}^2$	$k_f$ , мм, при толщине более толстого из свариваемых элементов $t$ , мм						
			4—5	6—10	11—16	17—22	23—32	33—40	51—80
Тавровое с двусторонними угловыми швами, нахлесточное и угловое	Ручная дуговая	До 28,5 (включительно)	4	4	4	5	5	6	6
		Св. 28,5—39	4	5	6	7	8	9	10
		Св. 39—59	5	6	7	8	9	10	12
	Механизованная	До 28,5 (включительно)	3	4	4	5	5	6	6
		Св. 28,5-39	3	4	5	6	7	8	9
		Св. 39—59	4	5	6	7	8	9	10
Тавровое с односторонними угловыми швами	Ручная дуговая	До 37,5	5	6	7	8	9	10	12
	Механизованная	До 37,5	4	5	6	7	8	9	10

**Примечания.** В конструкциях из стали с пределом текучести свыше  $390 \text{ Н/мм}^2$  ( $39 \text{ кН/см}^2$ ), а также из всех сталей при толщине элементов более 80 мм минимальный катет угловых швов следует принимать по специальным техническим условиям.

## Приложение 14

### Значения коэффициента условий работы болтового соединения $\gamma_b$

	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Характеристика соединения</th> <th><math>\gamma_b</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Многоболтовое в расчетах на срез и смятие при болтах класса точности А</td> <td>1,0</td> </tr> <tr> <td>классов точности В и С и высокопрочных с нерегулируемым натяжением</td> <td>0,9</td> </tr> <tr> <td>Одноболтовое и многоболтовое в расчетах на смятие при <math>a = 1,5</math> и <math>s = 2</math> в элементах конструкции из стали с пределом текучести <math>R_{уп}</math>, <math>\text{кН/см}^2</math>:</td> <td></td> </tr> <tr> <td>до 28,5</td> <td>0,8</td> </tr> <tr> <td>28,5—38,0</td> <td>0,75</td> </tr> </tbody> </table>	Характеристика соединения	$\gamma_b$	Многоболтовое в расчетах на срез и смятие при болтах класса точности А	1,0	классов точности В и С и высокопрочных с нерегулируемым натяжением	0,9	Одноболтовое и многоболтовое в расчетах на смятие при $a = 1,5$ и $s = 2$ в элементах конструкции из стали с пределом текучести $R_{уп}$ , $\text{кН/см}^2$ :		до 28,5	0,8	28,5—38,0	0,75
	Характеристика соединения	$\gamma_b$											
Многоболтовое в расчетах на срез и смятие при болтах класса точности А	1,0												
классов точности В и С и высокопрочных с нерегулируемым натяжением	0,9												
Одноболтовое и многоболтовое в расчетах на смятие при $a = 1,5$ и $s = 2$ в элементах конструкции из стали с пределом текучести $R_{уп}$ , $\text{кН/см}^2$ :													
до 28,5	0,8												
28,5—38,0	0,75												

## Приложение 15

### Площади сечения болтов брутто $A$ и нетто $A_{bn}$ , $\text{см}^2$

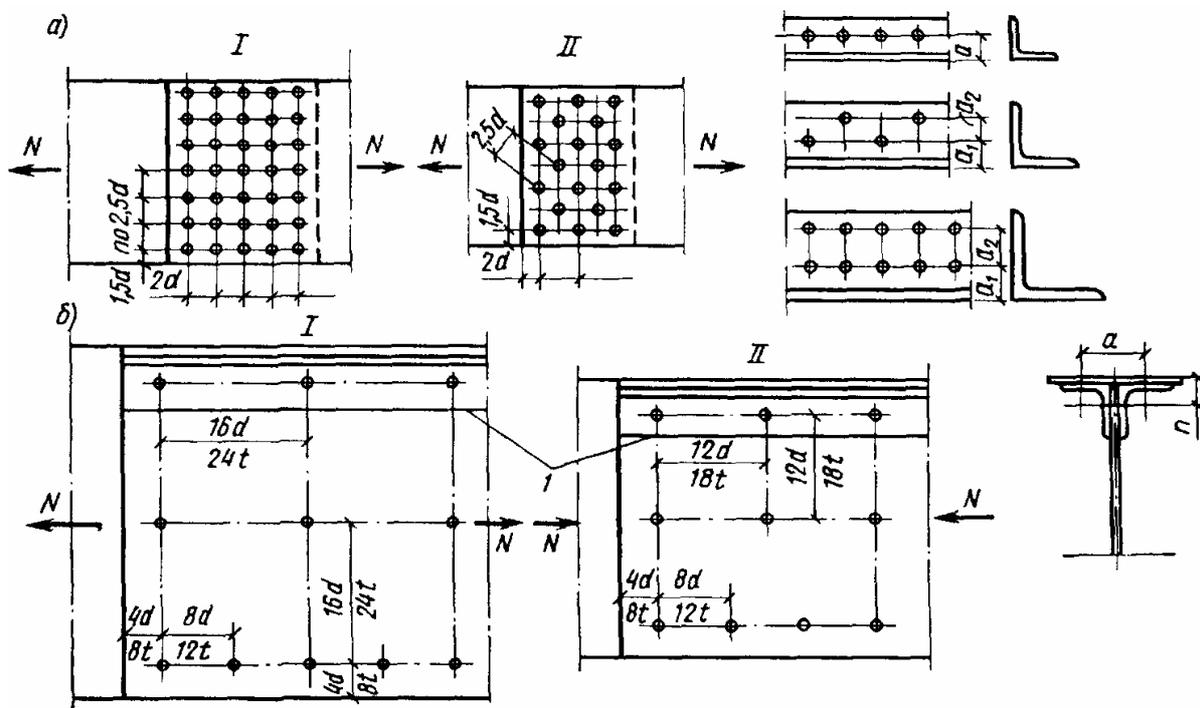
Номинальный диаметр болта $d_b$ , мм	$A$	$A_{bn}$
16	2,01	1,54
18*	2,54	1,92
20	3,14	2,45
22*	3,80	3,03
24	4,52	3,52
27*	5,72	4,59
30	7,06	5,60
36	10,02	8,20
42	13,80	11,30
48	18,10	14,80
56	24,60	20,50
64	32,20	26,90
72	40,70	34,70
80	50,30	43,50
90	63,60	56,00
100	78,50	70,20

\*Болты такого диаметра применять не рекомендуется.

## Приложение 16

<b>Нормативные сопротивления стали и расчетные сопротивления срезу и растяжению, <math>\text{кН/см}^2</math>, высокопрочных болтов по ГОСТ 22356 из стали марки 40Х «селект»</b>					<b>Значения коэффициентов <math>\gamma_h</math> при различных способах обработки поверхностей присоединяемых элементов</b>			
Номинальный диаметр резьбы, мм	$R_{bun}$	$R_{bs}$	$R_{bt}$	$R_{bh}$	Способ обработки	Коэффициент трения $\mu$	Коэффициент $\gamma_h$ при контроле натяжения болтов по моменту закручивания при разности номинальных диаметров отверстий и болтов $\delta^3$ , мм	
16, 20, (22), 24, (27)	110,0	40,5	55,0	77,0			3—6 при динамической и 5—6 при статической нагрузке	1 при динамической и 1—4 при статической нагрузке
30	95,0	35,0	47,5	66,5	Дробебетонный или дробеструйный двух поверхностей без консервации	0,58	1,35	1,12
36	75,0	28,0	37,5	52,5	Газопламенный двух поверхностей без консервации	0,42	1,35	1,12
42	65,0	—	—	45,5	Стальными щетками двух поверхностей без консервации	0,35	1,35	1,17
48	60,0	—	—	42,0				
<b>Примечание.</b> 1. Размеры, заключенные в скобки, применять не рекомендуется. 2. Значения $R_{bt}$ указаны для болтов с последующим дополнительным отпуском при температуре $650^\circ\text{C}$ .					<b>Примечание.</b> При контроле натяжения болтов по углу поворота гайки $\gamma_h$ следует умножать на 0,9.			

Размещение отверстий для болтов и соединений



а — минимальные расстояния при рядовом (I) и шахматном (II) расположении болтов;  
 б — максимальные расстояния при растяжении (I) и сжатии (II) элементов; 1 — окаймляющий уголок

Размещение болтов в стальных конструкциях

Направление и расположение болтов и заклепок	Расстояние между центрами отверстий для болтов и заклепок	Направление и расположение болтов и заклепок	Расстояние между центрами отверстий для болтов и заклепок
Расстояние между центрами болтов в любом направлении:		Расстояние от центра болта до края элемента:	
а) минимальное для болтов	2,5d	а) минимальное вдоль усилия от центра болта до края элемента	2d
б) максимальное в крайних рядах при отсутствии окаймляющих уголков при растяжении и сжатии	8d или 12t	б) минимальное поперек усилия при кромках: обрезанных "прокатных"	1,5d 1,2d
в) максимальное в средних рядах, а также в крайних рядах при наличии окаймляющих уголков:		в) максимальное от центра болта до края элемента	4d или 8t
при растяжении	16d или 24t	г) минимальное для высокопрочных болтов при любой кромке и любом направлении усилия	1,3d
"сжатии"	12d или 18t		

## Приложение 19

### Рекомендуемые соотношения высоты балки и толщины стенки

$h_b, \text{ м}$	1	1,5	2	3	4	5
$t_w, \text{ мм}$	8—10	10—12	12—14	16—18	20—22	22—24
$\lambda_w = h_b/t_w$	100—125	125—150	145—165	165—185	185—200	210—230

Примечание. Меньшие значения  $\lambda_w$  характерны для балок из сталей повышенной прочности.

## Приложение 20

### Значения коэффициента $c_1$

$\rho$	При $a/h_{ef}$ или $a_1/h_{ef}$ равном									
	$\leq 0,50$	0,60	0,67	0,80	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	$\geq 2,0$
0,10	56,7	46,6	41,8	34,9	28,5	24,5	21,7	19,5	17,7	16,2
0,15	38,9	31,3	27,9	23,0	18,6	16,2	14,6	13,6	12,7	12,0
0,20	33,9	26,7	23,5	19,2	15,4	13,3	12,1	11,3	10,7	10,2
0,25	30,6	24,9	20,3	16,2	12,9	11,1	10,0	9,4	9,0	8,7
0,30	28,9	21,6	18,5	14,5	11,3	9,6	8,7	8,1	7,8	7,6
0,35	28,0	20,6	18,1	13,4	10,2	8,6	7,7	7,2	6,9	6,7
0,40	27,4	20,0	16,8	12,7	9,5	7,9	7,0	6,6	6,3	6,1

## Приложение 21

### Значения коэффициента $c_2$

$\sigma$	При $a/h_{ef}$ или $a_1/h_{ef}$ равном								
	0,50	0,60	0,67	0,80	1,00	1,20	1,40	$\geq 1,60$	
1	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56
2	1,64	1,64	1,64	1,67	1,76	1,82	1,84	1,85	1,85
4	1,66	1,67	1,69	1,75	1,88	2,01	2,09	2,12	2,12
6	1,67	1,68	1,70	1,77	1,92	2,08	2,19	2,26	2,26
10	1,68	1,69	1,71	1,78	1,96	2,14	2,28	2,38	2,38
$\geq 30$	1,68	1,70	1,72	1,80	1,99	2,20	2,38	2,52	2,52

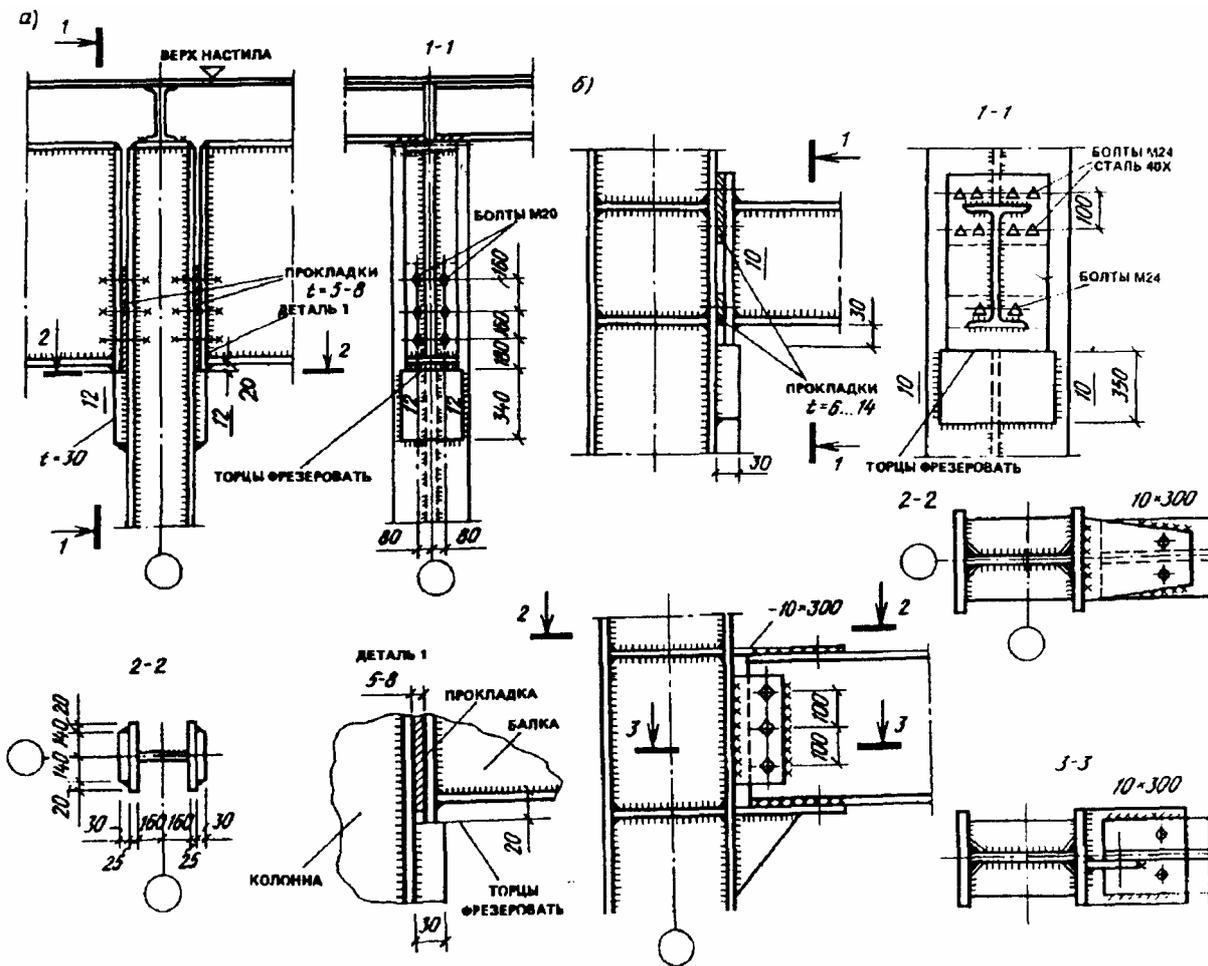
## Приложение 22

### Значения коэффициента $c_{cr}$ для балок в зависимости от отношения $a/h_{ef}$

$a/h_{ef}$	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	$\geq 2,0$
$c_{cr}$	по табл. 15.2	37,0	39,2	45,2	52,8	62,0	72,6	84,7



Опирание балок на колонны сбоку



# **СОКРАЩЕННЫЙ СОРТАМЕНТ**

Таблица 1. Уголки стальные горячекатаные равнополочные по ГОСТ 8509—86 (сокращенный сортамент)

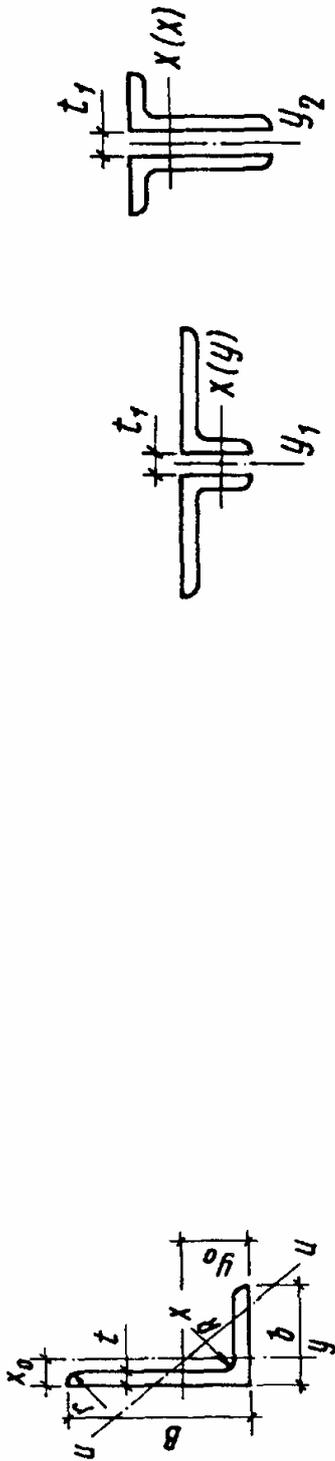


Размеры, мм				Площадь сечения, см <sup>2</sup>	Справочные величины для осей						Радиус инерции составного сечения при расстоянии $i_1$ , мм				Масса $I$ м, кг
$b$	$t$	$R$	$r$		$z_0$	$x_0-x$		$y_0-y_0$		10	12	14	16		
					$I_{x_0}$ , см <sup>4</sup>	$i_{x_0}$ , см	$I_{y_0}$ , см <sup>4</sup>	$i_{y_0}$ , см							
50	5	5,5	1,8	14,2	11,2	1,53	17,8	1,92	4,63	0,98	2,45	2,53	2,61	2,69	3,77
63	5	7	2,3	17,4	23,2	1,94	36,6	2,44	9,52	1,25	2,96	3,01	3,11	3,19	4,81
70	5	8	2,7	19	31,9	2,16	50,7	2,72	13,2	1,39	3,22	3,3	3,38	3,46	5,38
75	6	9	3	20,5	46,6	2,3	73,9	2,9	19,3	1,48	3,44	3,51	3,59	3,67	6,89
80	6	9	3	21,9	57	2,47	90,4	3,11	23,5	1,58	3,65	3,72	3,8	3,88	7,36
90	6	10	3,3	24,3	82,1	2,78	130	3,5	34	1,79	4,04	4,11	4,18	4,25	8,33
90	7	10	3,3	24,7	94,3	2,77	150	3,49	38,9	1,78	4,06	4,13	4,21	4,29	9,64
100	7	12	4	27,1	131	3,08	207	3,88	54,2	1,98	4,44	4,52	4,59	4,67	10,8
100	8	12	4	27,5	147	3,07	233	3,87	60,9	1,97	4,47	4,54	4,61	4,68	12,2
110	8	12	4	30	198	3,39	315	4,28	81,8	2,18	4,87	4,94	5,01	5,08	13,5

Продолжение табл. 1

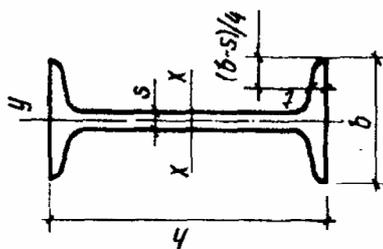
Размеры, мм				Пло- щадь се- чения, см <sup>2</sup>	Справочные величины для осей						Радиус инерции составного се- чения при расстоянии $l_1$ , мм				Масса 1 м, кг	
b	t	R	r		z0	x-x		x0-x0		y0-y0		10	12	14		16
						$I_x, \text{см}^4$	$i_x, \text{см}$	$I_{x0}, \text{см}^4$	$i_{x0}, \text{см}$	$I_{y0}, \text{см}^4$	$i_{y0}, \text{см}$					
125	8	14	4,6	33,6	19,7	294	3,87	467	4,87	122	2,49	5,46	5,53	5,6	5,67	15,5
125	9	14	4,6	34	22	327	3,86	520	4,86	135	2,48	5,48	5,55	5,63	5,71	17,3
140	9	14	4,6	37,8	24,7	466	4,35	739	5,47	192	2,79	6,09	6,16	6,23	6,3	19,4
140	10	14	4,6	38,2	27,3	512	4,33	814	5,46	211	2,78	6,11	6,18	6,25	6,32	21,5
160	10	16	5,3	43	31,4	774	4,96	1229	6,25	319	3,19	6,91	6,98	7,04	7,11	24,7
160	11	16	5,3	43,5	34,4	844	4,95	1341	6,24	348	3,18	6,93	7	7,07	7,14	27
160	16	16	5,3	45,5	49,1	1175	4,89	1866	6,17	485	3,14	7,03	7,1	7,17	7,24	38,5
180	11	16	5,3	48,5	38,8	1216	5,6	1933	7,06	500	3,59	7,74	7,81	7,88	7,97	30,5
180	12	16	5,3	48,9	42,2	1317	5,69	2093	7,04	540	3,58	7,76	7,83	7,9	7,98	33,1
200	12	18	6	53,7	47,1	1823	6,22	2896	7,84	749	3,99	8,55	8,62	8,69	8,76	37
200	14	18	6	54,6	54,6	2097	6,2	3333	7,81	861	3,97	8,6	8,67	8,74	8,81	42,8
200	16	18	6	55,4	62	2363	6,17	3755	7,78	970	3,96	8,64	8,71	8,77	8,87	48,7
220	16	21	7	60,2	68,6	3175	6,8	5045	8,58	1306	4,36	9,42	9,49	9,56	9,63	53,8
250	16	24	8	67,5	78,4	4717	7,76	7492	9,78	1942	4,98	10,6	10,7	10,8	10,9	61,6
250	20	24	8	69,1	97	5765	7,71	9160	9,72	2370	4,94	10,7	10,8	10,8	10,9	76,1

Таблица 2. Уголки стальные горячекатаные-неравнополочные по ГОСТ 8510—86 (сокращенный сортмент)



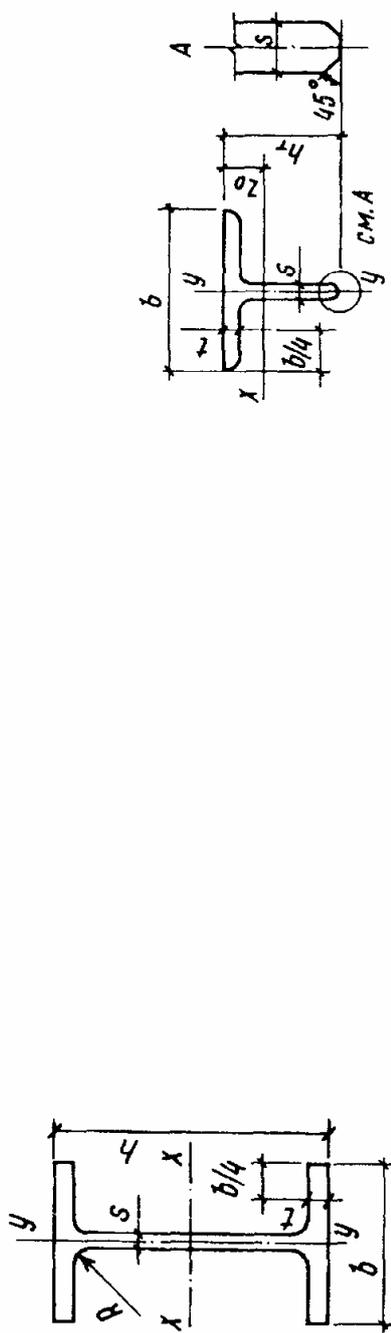
B	Размеры, мм				Площадь сечения, см <sup>2</sup>	Масса I м, кг	Справочные величины для осей						Радиусы инерции составного сечения						Тангенс угла наклона к оси x—y		
	b	t	R	r			x <sub>0</sub>	y <sub>0</sub>	x—x		y—y		и—и		при расстоянии t <sub>1</sub> , мм			и <sub>2</sub> , см			
									I <sub>x,4</sub> см <sup>4</sup>	I <sub>x</sub> см <sup>4</sup>	I <sub>y,4</sub> см <sup>4</sup>	I <sub>y</sub> см <sup>4</sup>	I <sub>и,4</sub> см <sup>4</sup>	I <sub>и</sub> см <sup>4</sup>	10	12	14			10	12
75	50	5	8	2,7	1,17	2,39	6,11	4,79	34,8	2,39	12,5	1,43	7,24	1,09	3,75	3,82	3,9	2,19	2,27	2,35	0,436
100	63	8	10	3,3	1,5	3,32	12,6	9,87	127	3,18	39,2	1,77	23,4	1,36	4,97	5,04	5,12	2,67	2,74	2,82	0,391
125	80	8	11	3,7	1,84	4,05	16	12,5	256	4	83	2,28	48,8	1,75	6,05	6,13	6,21	3,26	3,34	3,41	0,406
125	80	10	11	3,7	1,92	4,14	19,7	15,5	312	3,96	100	2,26	59,3	1,74	6,11	6,18	6,26	3,31	3,38	3,46	0,404
140	90	8	12	4	2,03	4,49	18	14,1	364	4,49	120	2,58	70,3	1,98	6,71	6,78	6,85	3,61	3,68	3,78	0,411
140	90	10	12	4	2,12	4,58	22,2	17,5	444	4,47	146	2,56	85,5	1,96	6,76	6,84	6,91	3,66	3,73	3,8	0,409
160	100	10	13	4,3	2,28	5,23	25,3	19,8	667	5,13	204	2,84	121	2,19	7,69	7,76	7,84	3,97	4,04	4,11	0,39
160	100	12	13	4,3	2,36	5,32	30	23,6	784	5,11	239	2,82	142	2,18	7,74	7,82	7,89	4,01	4,09	4,16	0,388
180	110	10	14	4,7	2,44	5,88	28,3	22,29	952	5,8	276	3,12	165	2,42	8,61	8,69	8,77	4,28	4,35	4,42	0,375
180	110	12	14	4,7	2,52	5,97	33,7	26,4	1123	5,77	324	3,1	194	2,4	8,66	8,74	8,81	4,32	4,39	4,47	0,374
200	125	12	14	4,7	2,83	6,54	37,9	29,7	1568	6,41	551	3,54	285	2,74	9,53	9,6	9,68	4,88	4,95	5,02	0,392
200	125	16	14	4,7	2,99	6,71	49,8	39,1	2026	6,38	617	3,52	367	2,72	9,62	9,7	9,77	4,95	5,02	5,1	0,391

Таблица 3. Двутавры стальные горячекатаные с уклоном внутренних граней полок (по ГОСТ 8239—89)



№ профиля	Размеры, мм				Площадь сечения, см <sup>2</sup>	Ось x—x				Ось y—y				Масса I м, кг
	h	b	s	t		$I_x$ , см <sup>4</sup>	$W_x$ , см <sup>3</sup>	$i_x$ , см	$S_x$ , см <sup>3</sup>	$I_y$ , см <sup>4</sup>	$W_y$ , см <sup>3</sup>	$i_y$ , см	$I_{y1}$ , см <sup>4</sup>	
10	100	55	4,5	7,2	12	198	39,7	4,1	23	18	6,5	1,22	9,5	
12	120	64	4,8	7,3	14,7	350	58,4	4,9	33,7	28	8,7	1,38	11,5	
14	140	73	4,9	7,5	17,4	572	81,7	5,7	46,8	42	11,5	1,55	13,7	
16	160	81	5	7,8	20,2	873	109	6,6	62,3	59	14,5	1,7	15,9	
18	180	90	5,1	8,1	23,4	1290	143	7,4	81,4	83	18,4	1,88	18,4	
20	200	100	5,2	8,4	26,8	1840	184	8,1	104	115	23,1	2,07	21	
22	220	110	5,4	8,7	30,6	2550	232	9,1	131	157	28,6	2,27	24	
24	240	115	5,6	9,5	34,8	3460	289	10	163	198	34,5	2,37	27,3	
27	270	125	6	9,8	40,2	5010	371	11,2	210	260	41,5	2,54	31,5	
30	300	135	6,5	10,2	46,5	7080	472	12,3	268	337	49,9	2,69	36,5	
33	330	140	7	11,2	53,8	9840	597	13,5	339	419	59,9	2,79	42,2	
36	360	145	7,5	12,3	61,9	13380	743	14,7	423	516	71,1	2,89	48,6	
40	400	155	8,3	13	72,6	19062	953	16,2	545	667	86,1	3,03	57	
45	450	160	9	14,2	84,7	27696	1231	18,1	708	808	101	3,09	66,5	
50	500	170	10	15,2	100	39727	1589	19,9	919	1043	123	3,23	78,5	
55	550	180	11	16,5	118	55962	2035	21,8	1181	1356	151	3,39	92,6	
60	600	190	12	17,8	138	76806	2560	23,6	1491	1725	182	3,54	108	

Таблица 4. Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок по ГОСТ 26020—83 (сокращенный сортмент) и тавры, получаемые разрезкой этих двутавров (для тавров высота сечения  $h_T$ , площадь сечения  $A_T$ , момент инерции  $I_{yT}$  и масса  $m_T$ ) могут быть приняты равными 0,5 соответствующего значения для двутавра



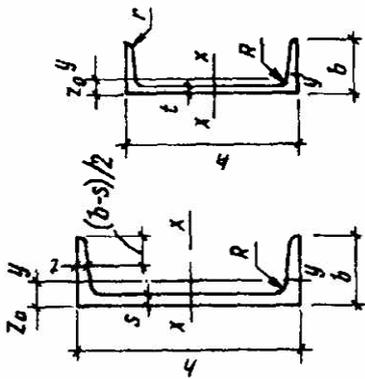
Номер профиля	Данные для двутавров										Данные для двутавров и тавров				Данные для тавров		
	$h$ , мм	$A$ , см <sup>2</sup>	$m$ , кг/м	$I_x$ , см <sup>4</sup>	$I_y$ , см <sup>4</sup>	$W_x$ , см <sup>3</sup>	$W_y$ , см <sup>3</sup>	$S_x$ , см <sup>3</sup>	$i_x$ , см	$i_y$ , см	$b$ , мм	$s$ , мм	$t$ , мм	$I_{xT}$ , см <sup>4</sup>	$i_{xT}$ , см	$z_0$ , см	Номер профиля
10Б	100	10,3	8,1	171	34,2	19,7	4,07	15,9	1,24	55	4,1	5,7	—	—	—	—	—
12Б1	117,6	11,03	8,7	257	43,8	24,9	4,83	22,4	1,42	64	3,8	5,1	—	—	—	—	—
14Б1	137,4	13,39	10,5	435	63,3	35,8	5,7	36,4	1,65	73	3,8	5,6	—	—	—	—	—
16Б1	157	16,18	12,7	689	87,8	49,5	6,53	54,4	1,83	82	4	5,9	—	—	—	—	—
18Б1	177	19,58	15,4	1063	120,1	67,7	7,37	81,9	2,04	91	4,3	6,5	—	—	—	—	—
23Б1	230	32,91	25,8	2996	260,5	147,2	9,54	200,3	2,47	110	5,6	9	165	3,19	2,45	11,5БТ1	
26Б1	258	35,62	28	4024	312	176,6	10,63	245,6	2,63	120	5,8	8,5	240	3,7	2,87	13БТ1	

Нормальные двутавры (Б) и тавры (БТ)\*

Номер профиля	Данные для двугавров							Данные для двугавров и гавров							Данные для гавров			
	h, мм	A, см <sup>2</sup>	m, кг/м	I <sub>x</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>	S <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> , см	I <sub>y</sub> , см <sup>4</sup>	I <sub>y</sub> , см	b, мм	s, мм	t, мм	I <sub>x1</sub> , см <sup>4</sup>	i <sub>x1</sub> , см	z <sub>0</sub> , см	Номер профиля		
30Б1	296	41,92	32,9	6328	427	240	12,29	390	3,05	140	5,8	8,5	374	4,25	3,21	15БТ1		
35Б1	346	49,53	38,9	10060	581,7	328,6	14,25	529,6	3,27	155	6,2	8,5	635	5,09	3,92	17,5БТ1		
35Б2	349	55,17	43,3	11550	662,2	373	14,47	622,9	3,36	155	6,5	10	693	5,03	3,82	17,5БТ2		
40Б1	392	61,25	48,1	15750	803,6	456	16,03	714,9	3,42	165	7	9,5	1030	5,83	4,59	20БТ1		
40Б2	396	69,72	54,7	18530	935,7	529,7	16,3	865	3,52	165	7,5	11,5	1160	5,78	4,49	20БТ2		
45Б1	443	76,23	59,8	24940	1125,8	639,5	18,09	1073,7	3,75	180	7,8	11	1660	6,63	5,25	22,5БТ1		
45Б2	447	85,96	67,5	28870	1291,9	732,9	18,32	1269	3,84	180	8,4	13	1860	6,59	5,18	22,5БТ2		
50Б1	492	92,98	73	37160	1511	860,4	19,99	1606	4,16	200	8,8	12	2550	7,44	5,97	25БТ1		
50Б2	496	102,8	80,7	42390	1709	970,2	20,3	1873	4,27	200	9,2	14	2780	7,37	5,82	25БТ2		
55Б1	543	113,37	89	55680	2051	1165	22,16	2404	4,61	220	9,5	13,5	3750	8,17	6,48	27,5БТ1		
55Б2	547	124,75	97,9	62790	2296	1302	22,43	2760	4,7	220	10	15,5	4060	8,11	6,37	27,5БТ2		
60Б1	593	135,26	106,2	78760	2656	1512	24,13	3154	4,83	230	10,5	15,5	5390	8,95	7,17	30БТ1		
60Б2	597	147,3	115,6	87640	2936	1669	24,39	3561	4,92	230	11	17,5	5810	8,9	7,07	30БТ2		
70Б1	691	164,7	129,3	125930	3645	2095	27,65	4556	5,26	260	12	15,5	9420	10,7	8,99	35БТ1		

Нормальные двугавры (Б) и гавры (БТ) \*

Таблица 5. Швеллеры стальные горячекатаные по ГОСТ 8240—89 (сокращенный сортамент)



Номер швеллера	Размеры, мм					Площадь сечения, см <sup>2</sup>	Масса 1 м, кг	Справочная величина для осей						z <sub>0</sub> , см		
	h	b	s	t	R			x—x			y—y					
								I <sub>x</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> , см	S <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>	I <sub>y</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> , см <sup>3</sup>		i <sub>y</sub> , см	
8	80	40	4,5	7,4	6,5	2,5	8,98	7,05	89,4	22,4	3,16	13,3	12,8	4,75	1,19	1,31
10	100	46	4,5	7,6	7	3	10,9	8,59	174	34,8	3,99	20,4	20,4	6,46	1,37	1,44
12	120	52	4,8	7,8	7,5	3	13,3	10,4	304	50,6	4,78	29,6	31,2	8,52	1,53	1,54
14	140	58	4,9	8,1	8	3	15,6	12,3	491	70,2	5,6	40,8	45,4	11	1,7	1,67
16	160	64	5	8,4	8,5	3,5	18,1	14,2	747	93,4	6,42	54,1	63,3	13,8	1,87	1,8
18	180	70	5,1	8,7	9	3,5	20,7	16,3	1090	121	7,24	69,8	86	17	2,04	1,94
20	200	76	5,2	9	9,5	4	23,4	18,4	1520	152	8,07	87,8	113	20,5	2,2	2,07

Швеллеры с уклоном внутренних граней полок

Размеры, мм					Пло- щадь се- чения, см <sup>2</sup>	Масса l м, кг	Справочная величина для осей						z0, см	
h	b	s	t	R			r	x-x			y-y			
								I <sub>x</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> , см	S <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>	I <sub>y</sub> , см <sup>4</sup>		W <sub>y</sub> , см <sup>3</sup>

Швеллеры с уклоном внутренних граней полок

220	82	5,4	9,5	10	4	26,7	21	2110	192	8,89	110	151	25,1	2,37	2,21
240	90	5,6	10	10,5	4	30,6	24	2900	242	9,73	139	208	31,6	2,6	2,42
270	95	6	10,5	11	4,5	35,2	27,7	4160	308	10,9	178	262	37,3	2,73	2,47
300	100	6,5	11	12	5	40,5	31,8	5810	387	12	224	327	43,6	2,84	2,52
400	115	8	13,5	15	6	61,5	48,3	15220	761	15,7	444	642	73,4	3,23	2,75

Швеллеры с параллельными гранями полок

80	40	4,5	7,4	6,5	3,5	8,98	7,05	89,8	22,5	3,16	13,3	13,9	5,31	1,24	1,38
100	46	4,5	7,6	7	4	10,9	8,59	175	34,9	3,99	20,5	22,6	7,37	1,44	1,53
120	52	4,8	7,8	7,5	4,5	13,3	10,4	305	50,8	4,79	29,7	34,9	9,84	1,62	1,66
140	58	4,9	8,1	8	4,5	15,6	12,3	493	70,4	5,61	40,9	51,5	12,9	1,81	1,82
160	64	5	8,4	8,5	5	18,1	14,2	750	93,8	6,44	54,3	72,8	16,4	2	1,97

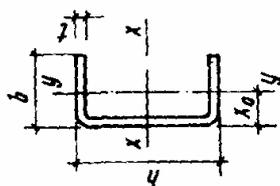
Окончание табл. 5

18-П	180	70	5,1	8,7	9	5	20,7	16,3	1090	121	7,26	70	100	20,6	2,2	2,14
20-П	200	76	5,2	9	9,5	5,5	23,4	18,4	1530	153	8,08	88	134	25,2	2,39	2,3
22-П	220	82	5,4	9,5	10	6	26,7	21	2120	193	8,9	111	178	31	2,58	2,47
24-П	240	90	5,6	10	10,5	6	30,6	24	2910	243	9,75	139	248	39,5	2,85	2,72

Примечание. Швеллеры прокатывают из стали указанных марок:

Номера профилей	8-40 8П-24П	12-40 12П-24П	14-40 14П-24П
Марки стали	C245	C255	C345-3 и C345-4

Т а б л и ц а 6. Гнутые равнополочные швеллеры по ГОСТ 8278—83 из стали марок С235, С245, С255, С345 по ГОСТ 27772—88 (сокращенный сортамент)

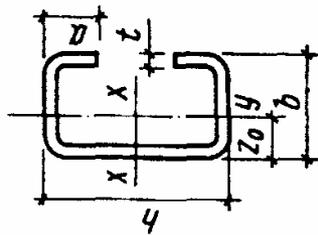


Размеры, мм		Площадь сечения, см <sup>2</sup>	Справочные данные для осей										х <sub>0</sub> , см	Масса 1 м профиля, кг
h	b		x—x					y—y						
			I <sub>x</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> , см	S <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>	I <sub>y</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> , см <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> , см					
60*	32	3,4	18,31	6,1	2,32	3,62	3,38	1,52	1	0,97	2,67			
80	50	6,6	65,98	16,5	3,16	9,65	16,6	4,48	1,58	1,6	5,18			
100	50	5,68	87,88	15,57	3,93	10,24	14,05	3,9	1,57	1,39	4,47			
120	60	9	198,65	33,11	4,7	19,37	31,91	7,42	1,88	1,7	7,07			
140**	60	11,09	239,63	39,94	4,67	23,6	38,73	9,1	1,87	1,74	8,71			
160	80	9,67	278,47	39,78	5,37	23,59	33,2	7,54	1,85	1,6	7,59			
180	80	12,2	489,16	61,14	6,33	35,42	78,01	13,44	2,53	2,2	9,58			
180	50	15,09	595,66	74,46	6,28	43,45	95,4	16,57	2,51	2,24	11,85			
180	80	10,6	457,43	50,82	6,57	31,16	21,53	5,48	1,42	1,07	8,32			
200	80	16,09	784,86	87,21	6,98	51,24	99,15	16,86	2,48	2,12	12,68			
200	80	13,81	823,48	82,35	7,72	48,43	83,67	13,86	2,46	1,96	10,83			
200**	100	17,09	1006,3	100,63	7,67	59,54	102,45	17,1	2,45	2,01	13,42			
250	125	22,4	1374,3	137,43	7,83	80,33	222,2	30,99	3,15	2,83	17,59			
300*	100	28,66	2811,7	224,94	9,9	130,14	448,01	49,33	3,95	3,42	22,5			
300*	100	37,62	4694,8	312,98	11,17	189,27	327,88	42,94	2,95	2,37	29,53			

\* Профили, отмеченные звездочкой (60х32х3 и 300х100х8), изготовляют только из сталей марок С235 и С245.

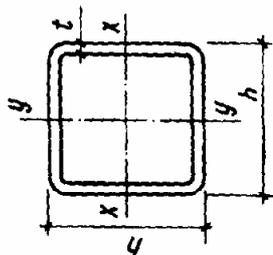
\*\* Профили, отмеченные двумя звездочками (140х60х4 и 200х100х6), изготовляют только из стали марок С255 и С345.

Таблица 7. Гнутые равнополочные С-образные профили по ГОСТ 8282—83 (сокращенный соргамент)



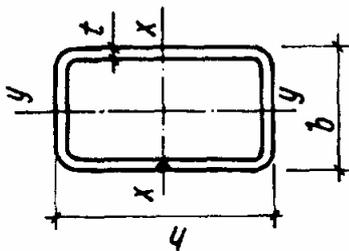
Размеры, мм			Площадь сечения, $\text{см}^2$	Справочные величины для осей						$z_0$ , см	Масса 1 м, кг
$h$	$b$	$a$		$x-x$		$y-y$					
		$t$	$I_x, \text{см}^4$	$W_x, \text{см}^3$	$i_x, \text{см}$	$I_y, \text{см}^4$	$W_y, \text{см}^3$	$i_y, \text{см}$			
400	160	3	6073,7	303,68	15,91	884,54	80,83	6,07	5,06	18,85	
400	160	4	8028,2	401,41	15,77	1219,7	113,92	6,15	5,29	25,33	

Т а б л и ц а 8. Гнутые замкнутые сварные профили квадратного сечения по ТУ 36-2287-80 (сокращенный сортамент)



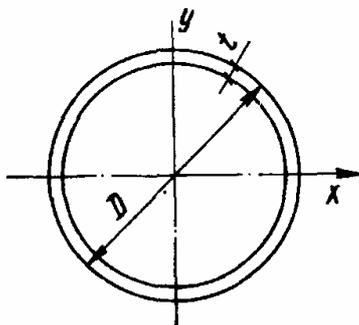
Размеры, мм	Площадь поперечного сечения, см <sup>2</sup>	Справочные величины для осей x-x и y-y			Масса 1 м, кг	Сталь марки по ГОСТ 27772-88		
		$I_x = I_y, \text{ см}^4$	$W_x = W_y, \text{ см}^3$	$i_x = i_y, \text{ см}$		C255	C345	C345-3
<i>t</i>								
80	9,24	91,4	22,8	3,14	7,26	+	+	
100	11,64	182,7	36,5	3,96	9,13	+	+	
	15,36	236,3	47,2	3,92	12,05	+	+	
120	14,04	320,5	53,4	4,77	11,02	+	+	
	18,56	416,7	69,4	4,74	14,57	+		
	23	507,9	84,6	4,69	18,06	+		+
140	21,76	671,3	95,9	5,55	17,08	+		+
	27	821,2	117,3	5,51	21,19	+		+
	32,16	964,3	137,7	5,48	25,24	+	+	+
	37,24	1100,9	157,2	5,44	29,23	+	+	+
160	24,96	1013	126,6	6,37	19,6	+		+
	31	1242,5	155,3	6,33	24,33	+		+
	36,96	1463,1	182,8	6,29	29,01	+		+
	42,84	1674,9	209,8	6,25	33,63	+		+
	48,64	1878,1	234,7	6,21	38,18	+		+
180	35	1787,9	198,6	7,15	27,47	+		+
	41,76	2109,7	234,4	7,11	32,78	+		+
	48,44	2420,2	268,9	7,07	38,02	+		+
	55,04	2719,7	302,1	7,03	43,21	+		+

Т а б л и ц а 9. Гнутые замкнутые сварные профили прямоугольного сечения по ТУ 36-2287-80 (сокращенный сортмент)



h	Размеры, мм		Площадь поперечного сечения, см <sup>2</sup>	Справочные величины для осей						Масса 1 м, кг			Сталь марки по ГОСТ 27772-88		
	b	t		x-x		y-y					C255	C345	C345-3		
			$I_x, \text{см}^4$	$W_x, \text{см}^3$	$i_x, \text{см}$	$I_y, \text{см}^4$	$W_y, \text{см}^3$	$i_y, \text{см}$							
120	80	3	11,64	39,7	4,53	127	31,7	3,3				9,14	+		
		4	15,36	51,5	4,48	164	41	3,27				12,06	+	+	
140	100	4	18,56	74,8	5,31	310,1	62	4,09				14,57	+	+	+
		5	23	91,3	5,27	376,9	75,4	4,05				18,06	+		+
160	120	5	27	125,2	6,09	640,2	106,7	4,87				21,19	+	+	+
		6	32,16	147,2	6,05	750,4	125,1	4,83				25,24	+		+
180	140	5	31	1481,5	6,91	1003,6	143,4	5,69				24,3	+		+
		6	36,96	194	6,87	1180	168,6	5,65				29,01	+		+
		7	42,84	222,3	6,83	1348,8	192,7	5,61				33,63	+		+
200	160	5	35	2092,9	7,73	1482,9	185,4	6,51				27,47	+		+
		6	41,76	247,1	7,69	1747,8	218,5	6,47				32,78	+		+
		7	48,44	2937,5	7,65	2002,8	250,4	6,43				38	+		+
		8	55,04	3191,2	7,61	2248,1	281	6,39				43,2	+		+

Таблица 10. Трубы сварные прямошовные по ГОСТ 10704—76 (рекомендуемый сокращенный сортамент с указанием марок стали)



Размеры, мм		Площадь сечения, см <sup>2</sup>	Радиус инерции $i_x$ , см	Масса 1 м, кг	Сталь марки по ГОСТ 27772—88			
$D_n$	$t$				С235	С245	С345-3	С440
83	3	7,54	2,84	5,42	+			
89	3	8,1	3,04	6,36	+			
102	2,5	7,81	3,52	6,13	+			
	3	9,32	3,5	7,32	+			
	4,5	13,8	3,46	10,82		+		
114	3	10,5	3,93	8,21	+			
	3,5	12,2	3,91	9,54		+		
	4,5	15,5	3,88	12,15		+		
	5	17,1	3,86	13,44		+		
127	3	11,7	4,39	9,17	+			
	3,5	13,6	4,37	10,66		+	+	
	4	15,5	4,35	12,13		+		
	4,5	17,3	4,34	13,59		+		
	5,5	21	4,3	16,48		+	+	
140	3,5	15	4,83	11,78	+		+	
	4,5	19,2	4,8	15,04		+		
	5	21,2	4,78	16,65		+		
152	4	18,6	5,24	14,6		+		
	4,5	20,8	5,22	16,37		+	+	

Продолжение табл. 10

Размеры, мм		Площадь сечения, см <sup>2</sup>	Радиус инерции $i_x$ , см	Масса 1 м, кг	Сталь марки по ГОСТ 27772-88			
$D_n$	$t$				C235	C245	C345-3	C440
	5,5	25,3	5,19	19,87		+		
159	3,5	17,1	5,5	13,42	+			
	4	19,5	5,48	15,29	+			
	5	24,8	5,45	18,99			+	
	7	33,4	5,38	26,24		+		
168	4	20,6	5,8	16,18	+			
	4,5	23,1	5,78	18,4		+	+	
	5	25,6	5,77	20,1	+			
	8	40,2	5,66	31,57		+		
203	4	25	7,04	19,63		+		
	6	37,1	6,97	29,14		+		
219	4	27	7,6	21,21	+	+		
	4,5	30,3	7,59	23,8		+		
	5	33,6	7,57	26,39		+	+	
	5,5	36,9	7,55	28,96	+		+	
	6	40,2	7,54	31,52		+		+
	7	46,6	7,51	36,6			+	+
	8	53	7,47	41,63		+	+	+
273	4,5	38	9,5	29,8	+			
	5,5	46,2	9,46	36,28	+			
	6	50,3	9,45	39,51		+	+	+
	7	58,5	9,42	45,92				+
	8	66,6	9,38	52,82		+	+	+
325	5	50,3	11,3	39,46	+			

Продолжение табл. 10

Размеры, мм		Площадь сечения, см <sup>2</sup>	Радиус инерции $i_x$ , см	Масса 1 м, кг	Сталь марки по ГОСТ 27772—88			
$D_H$	$t$				C235	C245	C345-3	C440
	7	69,9	11,2	54,89				+
	8	79,6	11,2	62,54				+
426	7	92,1	14,8	72,33				+
	8	105	14,8	82,46				+
	9	118	14,8	92,56				+

Примечание. Трубы изготовляют из стали марок: Ст3кп2 по ГОСТ 535—88 (C235); Ст3пс4 по ГОСТ 535—88 (C245); 14Г2-14 по ГОСТ 19281—89 (C345-3); 16Г2АФ по ГОСТ 19281—89 (C440).

Таблица 11. Сталь листовая горячекатаная по ГОСТ 19903—74

Толщина листов, мм (по сокращенному сортаменту)	Ширина листов, мм (по сортаменту)
3, 4, 5	От 600 до 1800
6	" 700 " 2000
8, 10	" 700 " 2500
12	" 1000 " 2500
14, 16, 18, 20, 22, 25	" 1000 " 2800
28, 30, 32, 36, 40	" 1250 " 3600
42, 45, 50, 60, 80, 100	" 1250 " 3800
120, 140, 160	

Градация ширины листов по сортаменту: 500, 510, 600, 650, 670, 700, 710, 750, 800, 850, 900, 950, 1000, 1100, 1250, 1400, 1420, 1500, 1600, 1700, 1800, 1900, 2000, 2100, 2200, 2300, 2400, 2500, 2600, 2700, 2800, 2900, 3000, 3200, 3400, 3600, 3800.

**Т а б л и ц а 12. Листовой прокат, изготавливаемый в рулонах  
(сокращенный сортамент)**

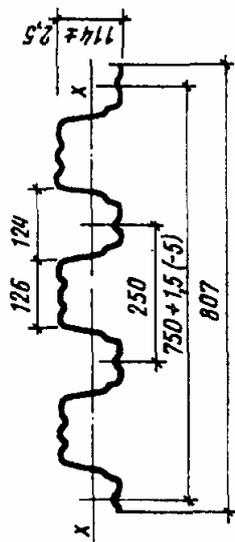
Толщина листов, мм	Ширина листов, мм
3, 4, 5, 6, 8	500, 530, 550, 600, 630, 650
10, 12	670, 700, 750, 800, 850, 900, 950, 1000, 1100, 1250, 1400, 1500, 1600, 1700, 1800
6, 8, 10	1900, 2000
10, 12	2100, 2200

**Т а б л и ц а 13. Сталь широкополосная универсальная горячекатаная  
по ГОСТ 82—70 (сокращенный сортамент)**

Толщина листов, мм	Ширина листов с прокатными кромками, мм
6, 7, 8, 9, 10, 11	200, 210, 220, 240, 250, 260, 280
12, 14, 16, 18, 20	300, 320, 340, 360, 380, 400, 420
22, 25, 28, 30	450, 460, 480, 500, 520, 530, 560
32, 36, 40, 45	600, 630, 650, 670, 700, 750, 800
50, 55, 60	850, 900, 950, 1000, 1050

**П р и м е ч а н и е.** Ширина листов относится ко всем указанным толщинам.

Таблица 14. Соргамент профилированных листов типа Н высотой 114 мм, шириной 600 и 750 мм по ГОСТ 24045—86



Обозначение профилированного листа	t, мм	Площадь сечения, см <sup>2</sup>	Масса 1 м длины, кг	Справочные величины на 1 м ширины при сжатых полках						Масса 1 м, кг	Ширина заготовки, мм
				узких			широких				
				I <sub>к</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>х1</sub> , см <sup>3</sup>	W <sub>х2</sub> , см <sup>3</sup>	I <sub>к</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>х1</sub> , см <sup>3</sup>	W <sub>х2</sub> , см <sup>3</sup>		
Н114-600-0,8	0,8	10	8,4	320,9	53,3	59,7	320,9	52,4	55,8	14	
Н114-600-0,9	0,9	11,3	9,3	361	60	67,2	361	59,6	65,9	15,6	1250
Н114-600-1	1	12,5	10,3	450,4	67,6	75	405,4	67,6	75	17,2	
Н114-750-0,8	0,8	11,2	9,4	307,9	51,2	57,1	307,9	51,2	57,1	12,5	
Н114-750-0,9	0,9	12,6	10,5	345,2	57,4	64	345,2	57,4	64	14	1400
Н114-750-1	1	14	11,7	383,6	63,8	71,1	383,6	63,8	71,1	15,4	

Примечание. Листы изготовляют из тонколистовой оцинкованной стали по ГОСТ 14918—80 или из тонколистовой оцинкованной стали с повышенными прочностными свойствами по ТУ 14-1-3432-82 и ТУ 14-1-3584-83.

*Учебное издание*

**МАШКОВЦЕВ Георгий Денисович**

**МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ**

**УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ КОМПЛЕКС**  
для студентов специальности 1-70 02 01  
«Промышленное и гражданское строительство»

Редактор *О. П. Михайлова*

Дизайн обложки *И. С. Васильевой*

Подписано в печать 04.06.07. Формат 60 × 84 1/16. Гарнитура Таймс. Бумага офсетная.  
Печать трафаретная. Усл. печ. л. 11,83. Уч.-изд. л. 11,21. Тираж 125 экз. Заказ № 805.

Издатель и полиграфическое исполнение:  
Учреждение образования «Полоцкий государственный университет»

ЛИ 02330/0133020 от 30.04.04    ЛП № 02330/0133128 от 27.05.04

211440 г. Новополоцк, ул. Блохина, 29