

Министерство образования и науки Российской Федерации

---

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение  
высшего профессионального образования  
**«Нижегородский государственный архитектурно-строительный  
университет» (ННГАСУ)**

Кафедра металлических конструкций

**ТЕОРИЯ, ЗАДАНИЯ И ПРИМЕРЫ ВЫПОЛНЕНИЯ  
УПРАЖНЕНИЙ ПРАКТИЧЕСКИХ ЗАНЯТИЙ ПО КУРСУ  
“МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ”**

ЧАСТЬ 2

**РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ БАЛОК**

*Методические указания к выполнению упражнений  
практических занятий по курсу «Металлические конструкции» для  
студентов направления 290800.62 «Строительство»,  
профиль «Водоснабжение и водоотведение»*

Нижегород  
ННГАСУ  
2013

Министерство образования и науки Российской Федерации

---

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение  
высшего профессионального образования  
**«Нижегородский государственный архитектурно-строительный  
университет» (ННГАСУ)**

Кафедра металлических конструкций

**ТЕОРИЯ, ЗАДАНИЯ И ПРИМЕРЫ ВЫПОЛНЕНИЯ  
УПРАЖНЕНИЙ ПРАКТИЧЕСКИХ ЗАНЯТИЙ ПО КУРСУ  
“МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ”**

ЧАСТЬ 2

**РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ БАЛОК**

*Методические указания к выполнению упражнений  
практических занятий по курсу «Металлические конструкции» для  
студентов направления 290800.62 «Строительство»,  
профиль «Водоснабжение и водоотведение»*

Нижегород  
ННГАСУ  
2013

УДК 624.014

**Теория, задания и примеры выполнения упражнений практических занятий по курсу «Металлические конструкции».**

Часть 2. Расчет и конструирование балок.

Методические указания к выполнению упражнений практических занятий по курсу «Металлические конструкции» для студентов направления 290800.62 «Строительство», профиль «Водоснабжение и водоотведение».

- Н. Новгород: ННГАСУ, 2013. - 37 с.

В работе рассмотрены теории вопросов практических занятий по расчету и конструированию прокатных и сварных балок. Приведены задания для выполнения упражнений практических занятий. Даны примеры выполнения заданий по принятому варианту с шифром 142.

Составитель: к.т.н. О.В. Колотов

Рецензент: зав. кафедрой металлических конструкций ННГАСУ, профессор А.И. Колесов

© Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет. 2013

<b>СОДЕРЖАНИЕ</b>	<b>стр.</b>
ВВЕДЕНИЕ.....	4
1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ.....	5
1.1. Общая характеристика балочных конструкций.....	6
1.2. Компоновка балочных конструкций.....	6
2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПРОКАТНЫХ БАЛОК.....	7
3. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СВАРНЫХ БАЛОК.....	20
Список использованных источников.....	35
Приложение 1. Типы перекрытий.....	36

## ВВЕДЕНИЕ

Настоящие методические указания «Теория, задания и примеры выполнения упражнений практических занятий по курсу «Металлические конструкции» предназначены для выполнения упражнений практических занятий по курсу «Металлические конструкции» для студентов направления 290800.62 «Строительство», профиль «Водоснабжение и водоотведение».

Методические указания составлены на основе принятых типов задач для практических занятий и рассчитаны на то, чтобы упорядочить и систематизировать выполнение упражнений.

Данные методические указания состоят из 3-х частей:

Часть 1. Выбор стали для строительных металлических конструкций, расчет сварных и болтовых соединений.

Часть 2. Расчет и конструирование балок.

Часть 3. Расчет и конструирование колонны. Расчет и конструирование резервуара водонапорной башни.

Часть 2 содержит теорию, задания и примеры выполнения упражнений по расчету и конструированию прокатных и сварных балок.

Все части методических указаний сопровождаются сквозным примером расчета, принятым по варианту задания с шифром «142».

## 1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

### 1.1. Общая характеристика балочных конструкций

Балки являются наиболее распространенным конструктивным элементом, работающим на изгиб. Их широко применяют в гражданских, общественных и промышленных зданиях, в балочных площадках междуэтажных перекрытиях, мостах, эстакадах, в виде подкрановых балок производственных зданий и в других сооружениях.

Широкое распространение балки получили из-за простоты в изготовлении и из-за надежности в работе.

В конструкциях пролетом до 15-20 м наиболее рационально применять сплошные балки. Имеются случаи применения сплошных балок пролетом 36 м.

В мостах пролеты балок достигают 200 м.

В зависимости от нагрузки и пролета балки применяют двутаврового и швеллерного сечения; прокатные или составные (сварные), болтовые или клепаные. У металлических балок основным типом является двутавровое симметричное сечение.

Предпочтение отдается прокатным балкам, но сортамент ограничен. При больших пролетах и нагрузках применяются сварные балки.

Чаще применяют однопролетные балки, разрезные, которые просты в изготовлении и монтаже.

Неразрезные, многопролетные балки экономичнее по расходу материала разрезных, но они чувствительны к осадкам опор и температурным деформациям.

## 1.2. Компоновка балочных конструкций

При проектировании конструкций балочного покрытия необходимо выбрать систему несущих балок, обычно называемую балочной клеткой.

Выделяют 3 типа балочных клеток (см. рис.1.1):

- 1) упрощенный.
- 2) нормальный.
- 3) усложненный.

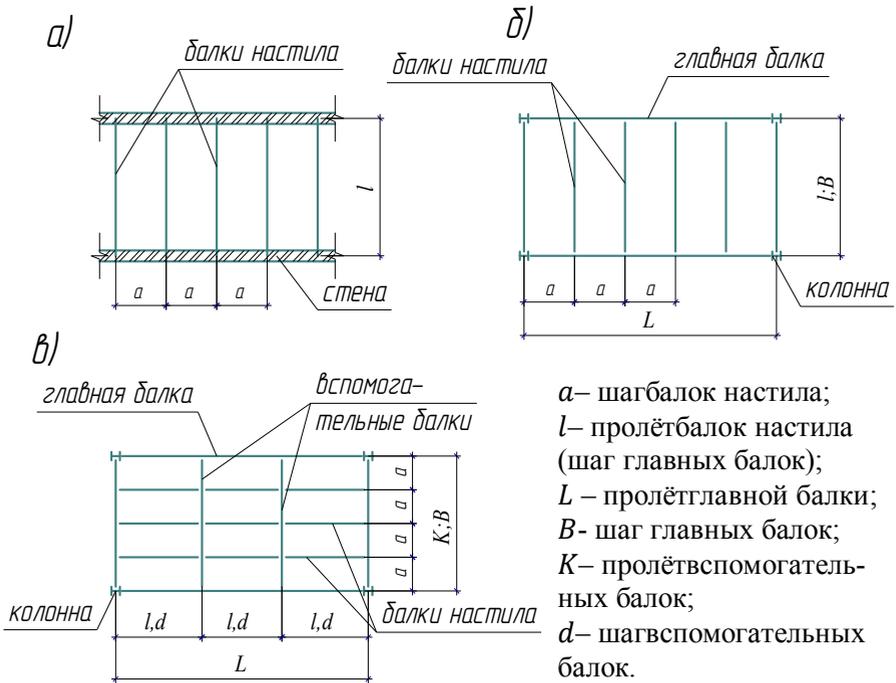


Рис. 1.1. Типы балочных клеток:

а – упрощенный, б – нормальный, в – усложненный.

Шаг между балками настила 0,6-1,6 м при стальном настиле, 2-3,5 м - при ж/б настиле. Шаг должен быть кратен пролету главной балки.

## 2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПРОКАТНЫХ БАЛОК

### Теория вопроса

#### *Общие сведения*

В качестве прокатных балок, работающих на изгиб, применяются двутавры по ГОСТ 8239-89, двутавры с параллельными гранями полок типа «Б» и типа «Ш» по СТО АСЧМ 20-93 и для прокатных прогонов скатных кровель швеллеры по ГОСТ 8240-89. Разнообразие прокатного сортамента достаточно велико и прокатные балки можно использовать в конструкциях, требующих момент сопротивления сечения  $W \leq 13000 \text{ см}^3$ .

В зависимости от назначения и условий эксплуатации конструкций расчет балок выполняется без учета или с учетом пластических деформаций. Балки подразделяются на три класса:

- Балки 1-го класса применяются для всех видов нагрузок и рассчитываются в пределах упругих деформаций;
- Балки 2-го и 3-го классов применяются при статических нагрузках и рассчитываются с учетом развития пластических деформаций.

#### *Подбор сечения и проверка несущей способности прокатных балок*

При подборе сечения балок из прокатных профилей должны быть выполнены следующие расчеты:

1. Проверка прочности балок в сечении с максимальным изгибающим моментом.
2. Проверка прочности балок в сечении с максимальной поперечной силой (условие среза на опоре или при локальной нагрузке в пролете).
3. Проверка жесткости балок.
4. Проверка общей устойчивости балок.

Различают подбор сечения балок при упругой работе материала и с учетом развития пластических деформаций.

Развитие пластических деформаций в разрезных балках сплошного сечения учитывается при выполнении следующих условий:

1. Балки выполнены из стали с пределом текучести до 440 МПа;
2. Балки находятся под воздействием статической нагрузки;

3. Балки обеспечены от потери общей и местной устойчивости;
4. В балках ограничена величина касательных напряжений в одном сечении с наиболее неблагоприятным сочетанием  $M$  и  $Q$ .

При невыполнении хотя бы одного из условий подбор сечения балок производится по упругой работе материала.

#### Подбор сечения балок при упругой работе материала

1. Расчет на прочность балок 1 – го класса в сечении с максимальным изгибающим моментом производится по формулам:

- при действии момента в одной из главных плоскостей:

$$\frac{M_{max} \cdot \gamma_n}{W_{n.min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (1)$$

- при действии момента в двух главных плоскостях (и наличии бимоментов):

$$\frac{M_x}{I_{xn} R_y \gamma_c} y \pm \frac{M_y}{I_{yn} R_y \gamma_c} x \pm \frac{B \cdot \omega}{I_\omega \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1,$$

где  $M_{max}$ ,  $M_x$ ,  $M_y$  - изгибающие моменты в рассматриваемом сечении, кНм;

$W_{n.min}$  – момент сопротивления сечения балок нетто (с учетом ослабления сечения отверстиями), см<sup>3</sup>;

$I_{xn}$ ,  $I_{yn}$  - моменты инерции сечения балок относительно осей « $x$ », « $y$ » нетто (с учетом ослабления сечения отверстиями), см<sup>4</sup>;

$R_y$  – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести, принимается по таблице В.5[2], кН/см<sup>2</sup>;

$\gamma_n$  – коэффициент, учитывающий ответственность зданий и сооружений, принимается по приложению 9.1[3];

$\gamma_c$  – коэффициент условий работы, принимается по таблице 1 [2];

$x$ ,  $y$  – расстояния от главных осей до рассматриваемой точки сечения;

$B$  – бимомент сечения;

$I_\omega$  – секториальный момент инерции сечения;

$\omega$  – секториальная координата наиболее напряженного «волокна».

2. расчет на прочность балок 1-го класса в сечении с максимальной поперечной силой производится по формуле:

$$\frac{Q_{max} \cdot S \cdot \gamma_n}{I \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} \leq 1,$$

где  $Q_{max}$  – максимальная поперечная сила на опоре, кН;

$S$  – статический момент полусечения балок (принимается по сортаменту), см<sup>3</sup>;

$I$  – момент инерции сечения балок, см<sup>4</sup>;

$t_w$  – толщина стенки балок, см;

$R_s = 0,58R_y$  – расчетное сопротивление стали сдвигу, кН/см<sup>2</sup>.

2. Проверка жесткости балок производится по формуле:

$$\frac{f}{l} \leq \left[ \frac{f}{l} \right], \quad (2)$$

где  $f/l$  – относительный максимальный прогиб балок настила от нагрузки;

$f$  – максимальный прогиб балки, см;

$l$  – пролет балки, см.

При равномерно-распределенной нагрузке на балку  $f/l$  определяется по формуле:

$$\frac{f}{l} = \frac{5 \cdot q_d^n \cdot l^3 \cdot \gamma_n}{384 \cdot E \cdot J}, \quad (3)$$

где  $q_d^n$  – нормативная равномерно распределенная нагрузка, действующая на балку, включающая постоянные, временные длительные и длительную составляющую кратковременных нагрузок. Определяется суммированием различных нагрузок с учетом их сочетания в соответствии с требованиями п.6.2 [1];

$E$  – модуль упругости стали,  $E = 20600$  кН/см<sup>2</sup>;

$\left[ \frac{f}{l} \right]$  – предельный относительный прогиб балок от постоянных и

длительных нагрузок, принимается по таблице Е.1[1]:

$$\text{-при } l \leq 1 \text{ м} - \left[ \frac{f}{l} \right] = \frac{1}{120},$$

$$\text{- при } l = 3 \text{ м} - \left[ \frac{f}{1} \right] = \frac{1}{150},$$

$$\text{- при } l = 6 \text{ м} - \left[ \frac{f}{1} \right] = \frac{1}{200},$$

$$\text{- при } l = 24 \text{ (12) м} - \left[ \frac{f}{1} \right] = \frac{1}{250},$$

$$\text{- при } l = 36 \text{ (24) м} - \left[ \frac{f}{1} \right] = \frac{1}{300}.$$

Цифры, указанные в скобках, принимаются при высоте помещений до 6м включительно. Для промежуточных значений  $l$  предельные прогибы определяются линейной интерполяцией.

#### 4. Проверка балки на общую устойчивость.

Общая устойчивость балки обеспечена, если:

а) балка надежно раскреплена по всей длине настилом, обеспечивающим ее устойчивость,

$$\text{б) выполняется условие } \frac{l_{ef}}{b_f} \sqrt{\left( \frac{R_{yf}}{E} \right)} \leq \lambda_{ub},$$

где  $l_{ef}$  - расчетная длина балки, расстояние между точками раскрепления сжатого пояса, см ;

$b_f$  - ширина сжатого пояса, см ;

$\lambda_{ub}$  - предельное значение условной гибкости сжатого пояса балки.

Для балок симметричного двутаврового сечения и с более развитым сжатым поясом, для которых ширина растянутого пояса составляет не менее 0,75 от ширины сжатого пояса  $\lambda_{ub}$ , определяется по табл. 11 [2] при соблюдении условий:

$$1 \leq \frac{h_0}{b_f} < 6, \quad 15 \leq \frac{b_f}{t_f} \leq 35,$$

где  $h_0$  - расстояние между осями поясных листов, см;

$t_f$  - толщина сжатого пояса, см.

Так, например, в случае приложения нагрузки к верхнему поясу:

$$\lambda_{ub} = 0,35 + 0,0032 \frac{b_f}{t_f} + \left( 0,76 - 0,02 \frac{b_f}{t_f} \right) \cdot \frac{b_f}{h_0},$$

В случае невыполнения условия  $\frac{l_{ef}}{b_f} \sqrt{\left( \frac{R_{yf}}{E} \right)} \leq \lambda_{ub}$  необходимо

выполнить расчет балки на общую устойчивость:

- при изгибе в плоскости стенки, совпадающей с плоскостью симметрии сечения по формуле:

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_{cx} R_y \gamma_c} \leq 1,$$

- при изгибе в двух главных плоскостях (и наличии секториальных напряжений):

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_{cx} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{W_y R_y \gamma_c} + \frac{B}{W_\omega R_y \gamma_c} \leq 1$$

где  $\varphi_b$  - коэффициент устойчивости при изгибе, определяется по методике приложения Ж[2];

$W_{cx}$  – момент сопротивления сечения относительно оси x-x, вычисляется для сжатого пояса;

$W_y$  – момент сопротивления сечения относительно оси y-y, совпадающей с плоскостью изгиба;

$W_\omega$  – секториальный момент сопротивления сечения.

### Подбор сечения балок с учетом развития пластических деформаций в материале

1. Расчет на прочность балок 2-го и 3-го классов в сечении с максимальным изгибающим моментом с учетом развития пластических деформаций в материале производится по формулам:

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

$$\frac{M_x}{c_x \beta W_{xn, min} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (4)$$

- при изгибе в двух главных плоскостях и напряжениях  $\tau_y = \frac{Q_y}{2A_f} \leq 0,5R_s$ :

$$\frac{M_x}{c_x \beta W_{xn, \min} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y W_{yn, \min} R_y \gamma_c} \leq 1,$$

где  $M_x, M_y$  - абсолютные значения изгибающих моментов;

$c_x, c_y$  - коэффициенты, учитывающие развитие пластических деформаций в сечении, принимаются по таблице Е.1 [2];

$\beta$  - коэффициент, принимается равным:

$$\text{- при } \tau_x \leq 0,5R_s \text{ - } \beta = 1;$$

$$\text{- при } 0,5R_s < \tau_x \leq 0,9R_s \text{ - } \beta = 1 - \frac{0,20}{\alpha_f + 0,25} \left( \frac{\tau_x}{R_s} \right)^4$$

где  $\tau_x = \frac{Q_x}{t_w \cdot h_w}$  - величина касательных напряжений в расчетном сечении.

Здесь  $t_w$  - толщина стенки балки, см;

$h_w$  - высота стенки балки, см;

$\alpha_f = \frac{A_f}{A_w}$  - отношение площади сечения одного пояса к площади сечения стенки.

2. Расчет на прочность в опорном сечении балок (при  $M_x = 0$  и  $M_y = 0$ ) производится по формулам:

$$\frac{Q_x}{A_w R_s \gamma_c} \leq 1;$$

Остальные проверки производятся аналогично как при работе материала балок в упругой стадии.

### Задание

Подобрать сечение прокатных двутавровых балок перекрытия с учетом развития пластических деформаций в материале. Тип балочной клетки упрощенный (см. рис.1.1). Балки приняты по СТО АСЧМ20-93 (тип балок «Б»). Район строительства – г. Архангельск. Группа конструкций – 2. Здание 2-ого уровня ответственности ( $\gamma_n = 1,0$ ). Коэффициент условий работы принять  $\gamma_c = 1,0$ . Пролет балок, шаг балок, материал балок, нагрузку от собственного веса конструкций перекрытия и временную нагрузку на перекрытие принять по таблице 2.1 в соответствии с трехзначным шифром, который выдается преподавателем.

Таблица 2.1

Таблица исходных данных для выполнения упражнения по § 2.1

1-я цифра шифра	Пролет балок, м	Материал, соедин-х эл-тов ГОСТ 27772	2-я цифра шифра	Шаг балок, м	3-я цифра шифра	Тип перекрытия	Нормативное значение временной нагрузки, $кН/м^2$	
							Полное	Пониженное
1	6	C245	1	4,2	1	1	2,0	0,7
2	7	C245	2	4,8	2	2	3,0	1,0
3	8	C245	3	5,4	3	3	4,0	1,4
4	9	C245	4	6,0	4	4	5,0	1,8
5	10	C245	5	7,2	5	1	5,0	5,0
6	6	C345	6	4,2	6	2	2,0	0,7
7	7	C345	7	4,8	7	3	3,0	1,0
8	8	C345	8	5,4	8	4	4,0	1,4
9	9	C345	9	6,0	9	1	5,0	1,8
0	10	C345	0	7,2	0	2	5,0	5,0

Примечание: Тип перекрытия смотри Приложение 1

### Пример

*Исходные данные для варианта задания с шифром «142»:*

1. Район строительства – г. Архангельск.
2. Группа конструкций – 2.
3. Здание 2-ого уровня ответственности ( $\gamma_n = 1,0$ ).
4. Коэффициент условий работы  $\gamma_c = 1,0$ .
5. Пролет балок  $l = 6$  м.
6. Шаг балок  $a = 6$  м.
7. Материал балок сталь – С245 по ГОСТ 27772-88.
8. Тип перекрытия – 2 (см. приложение 1).
9. Нормативное значение временной нагрузки на перекрытии – полное  $g_a^n = 3,0$  кН/м<sup>2</sup>, пониженное (длительная составляющая)  $g_{ад}^n = 1,0$  кН/м<sup>2</sup>.

*Пример выполнения упражнения для задания с шифром «142».*

1. Нагрузка от собственного веса перекрытия для типа перекрытия «2» (см. приложение 1) определяется в таблице 2.2.

Таблица 2.2

#### Нагрузка от собственного веса перекрытия

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативное значение нагрузки $g_{св}^n$ , кН/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_{f,св}$	Расчетное значение нагрузки $g_{св}$ , кН/м <sup>2</sup>
1	Пол $t = 80$ мм, $\gamma = 1500$ кг/м <sup>3</sup>	1,2	1,2	1,44
2	Выравнивающая стяжка из цементно-песчаного раствора $t = 25$ мм, $\gamma = 1800$ кг/м <sup>3</sup>	0,45	1,3	0,59
3	Монолитная ж/б плита $t = 160$ мм, $\gamma = 2500$ кг/м <sup>3</sup>	4,0	1,1	4,4
4	Каркасные перегородки $g_{св}^n = 120$ кг/м <sup>2</sup>	1,2	1,2	1,44

5	Подвесной потолок и инженерное оборудование $g_{CB}^n = 30 \text{ кг/м}^2$	0,3	1,2	0,36
ИТОГО		7,15		8,23

Коэффициенты  $\gamma_{f,CB}$  принимаются по табл. 7.1 [1].

2. Равномерно-распределенные нагрузки, действующие на балку, определяются по формулам:

- нормативное значение, включающее постоянные и временные длительные нагрузки (пониженное значение):

$$q_a^n = \alpha \cdot (g_{CB}^n + \psi_{l1} g_{ad}^n \cdot a) = 1,02 \cdot (7,15 + 1,0 \cdot 1,0) \cdot 6 = 49,88 \text{ кН/м}$$

- расчетное значение:

$$q = \alpha \cdot (g_{CB} + \psi_{l1} g_a \cdot a) = 1,02 \cdot (8,23 + 1,0 \cdot 3,6) \cdot 6 = 72,4 \text{ кН/м}$$

где  $\alpha$ - коэффициент, учитывающий собственный вес металлической балки;  $\alpha = 1,02$  при  $l = 6\text{м}$ ,  $\alpha = 1,03$  при  $l = 12\text{м}$ ,  $\alpha = 1,05$  при  $l = 18\text{м}$ ;

$\psi_{l1}$  – коэффициент сочетаний для длительной нагрузки;

$\psi_{t1}$  – коэффициент сочетаний для кратковременных нагрузки;

$g_a$  – расчетное значение временной нагрузки на перекрытие,  $\text{кН/м}^2$ , определяется по формуле:

$$g_a = \gamma_{f,a} \cdot g_a^n = 1,2 \cdot 3,0 = 3,6 \text{ кН/м}^2,$$

где  $\gamma_{f,a}$ - коэффициент надежности по нагрузке, принимается в соответствии с требованиями п.8.2.2 [1].

3. Расчетная схема балок перекрытия представляет собой однопролетную шарнирно опертую балку, загруженную равномерно-распределенной нагрузкой (см. рис. 1.2).

Максимальные расчетные значения изгибающего момента и поперечной силы соответственно определяются по формулам:

$$M_{max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{72,4 \cdot 6,0^2}{8} = 325,8 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$Q_{max} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{72,4 \cdot 6,0}{2} = 217,2 \text{ кН}.$$

4. Требуемые момент сопротивления сечения  $W_r$  и момент инерции сечения  $I_r$  определяются по формулам, полученным из выражений (4), (3) с учетом выражения (2):

$$W_r = \frac{M_{max} \cdot \gamma_n}{c_x \cdot \beta \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{325,8 \cdot 10^2 \cdot 1,0}{1,12 \cdot 1 \cdot 24 \cdot 1} = 1212 \text{ см}^3,$$

Где  $c_x$  – коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций, предварительно принимается  $c_x = 1,12$ .

$\beta$  – коэффициент, зависящий от касательных напряжений, предварительно принимается равным  $\beta = 1$ .

$$I_r = \frac{5 \cdot q_d^n \cdot l^3 \cdot \gamma_n}{384 \cdot E} \cdot \left[ \frac{l}{f} \right] = \frac{5 \cdot 49,88 \cdot 10^{-2} \cdot 600^3 \cdot 1,0}{384 \cdot 20600} \cdot \left[ \frac{200}{1} \right] = 13620,2 \text{ см}^4$$

5. По сортаменту прокатных двутавров СТО АСЧМ 20-93 для типа балок «Б» выбирается профиль с ближайшим большим значением момента сопротивления или момента инерции к требуемым.

Этому соответствует двутавр I45Б1, у которого  $I = 28699 \text{ см}^4$ ,  $W = 1287 \text{ см}^3$ ,  $S = 725,1 \text{ см}^3$ ,  $h = 44,6 \text{ см}$  – высота сечения балки,  $h_w = h - 2 \cdot t_f = 44,6 - 2 \cdot 1,2 = 42,2 \text{ см}$  – высота стенки балки,  $b_f = 19,9 \text{ см}$  – ширина пояса балки,  $t_w = 0,8 \text{ см}$  – толщина стенки балки,  $t_f = 1,2 \text{ см}$  – толщина пояса балки,  $m_0 = 66,2 \text{ кг/м.п.}$  – масса 1 погонного метра балки.

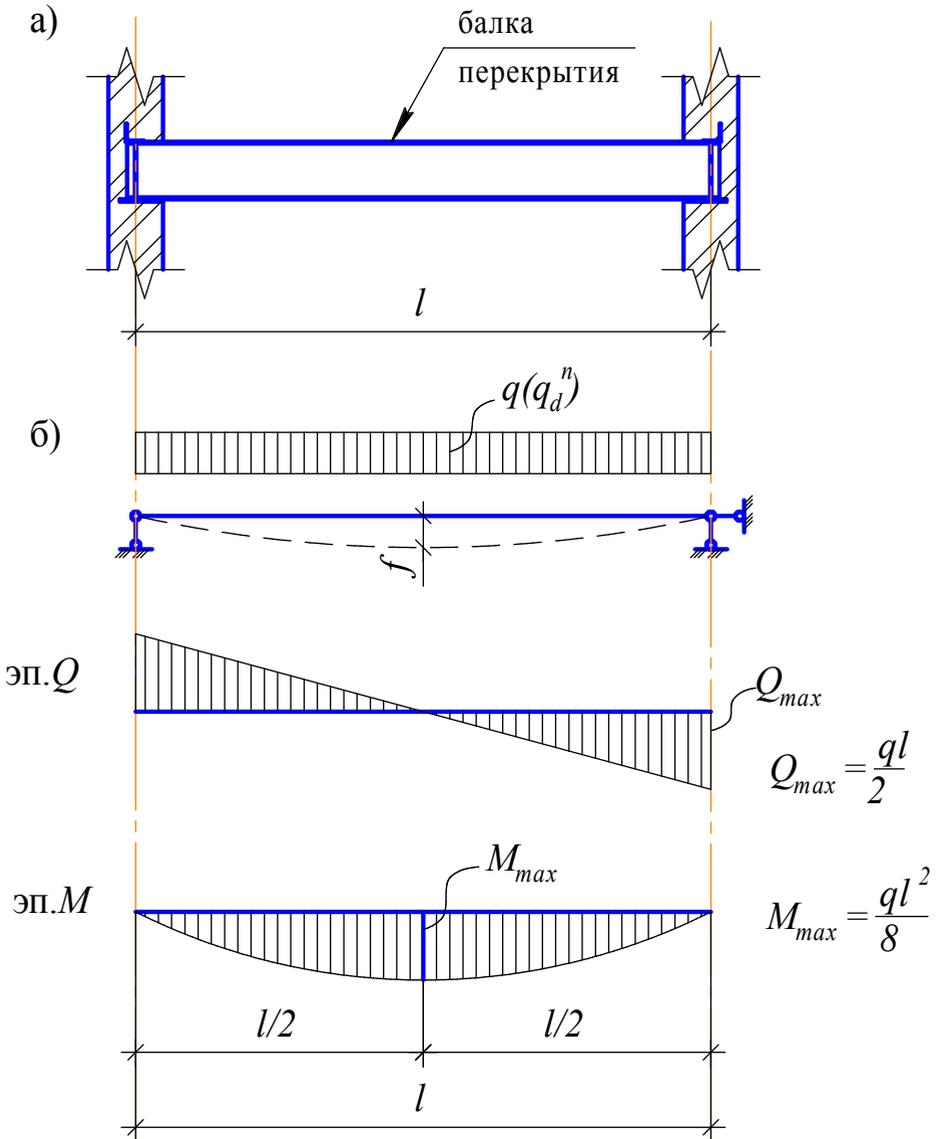


Рис. 1.2. Схема балок перекрытия  
 а) конструктивная схема балок;  
 б) расчетная схема балок и эпюры расчетных усилий в балках

Для предварительно принятого сечения балки перекрытия из двутавра I45Б1 по СТО АСЧМ 20-93 из стали С245 по ГОСТ 27772 необходимо произвести следующие проверки с учетом фактического веса балки и уточненного значения коэффициентов  $c_x$  и  $\beta$ .

1. Значения линейных нагрузок на балку перекрытия с учетом фактического собственного веса балки определяются по формулам:

- нормативное значение, включающее постоянные и временные длительные нагрузки (пониженное значение):

$$q_d^n = (g_{ce}^n + g_{ad}^n) \cdot a + m_0 = (7,15 + 1,0) \cdot 6 + 66,2 \cdot 10^{-2} = 49,57 \text{ кН/м}$$

- расчетное значение:

$$q_f = (g_{ce} + g_a) \cdot a + \gamma_{f,ce} m_0 = (8,23 + 3,6) \cdot 6 + 1,05 \cdot 66,2 \cdot 10^{-2} = 71,68 \text{ кН/м}$$

где  $g_a$  – расчетное значение временной нагрузки на перекрытие, кН/м<sup>2</sup>, определяется по формуле:

$$g_a = \gamma_{f,a} \cdot g_a^n = 1,2 \cdot 3,0 = 3,6 \text{ кН/м}^2$$

2. Максимальные расчетные значения изгибающего момента и поперечной силы соответственно определяются по формулам:

$$M_{f,max} = \frac{q_f \cdot l^2}{8} = \frac{71,68 \cdot 6,0^2}{8} = 322,56 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$Q_{f,max} = \frac{q_f \cdot l}{2} = \frac{71,68 \cdot 6,0}{2} = 215,04 \text{ кН}$$

3. Проверка прочности балки в сечении с максимальным изгибающим моментом производится по формуле:

$$\frac{M_x \cdot \gamma_n}{c_x \beta W_{xn,min} R_y \gamma_c} = \frac{322,56 \cdot 10^2 \cdot 1,0}{1,1 \cdot 1,0 \cdot 1287 \cdot 24 \cdot 1,0} = 0,95 < 1,$$

где  $c_x$  – коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций в сечении. Коэффициент  $c_x$  определяется по приложению Е, табл.

Е.1 [2] для типа сечения 1 в зависимости от отношения  $\frac{A_f}{A_w} = \frac{b_f \cdot t_f}{h_w \cdot t_w} = \frac{19,9 \cdot 1,2}{42,2 \cdot 0,8} = 0,708$ . С учетом интерполяции  $c_x = 1,1$ .

$\beta = 1,0$  – так как поперечная сила  $Q_f = 0$  в рассматриваемом сечении с  $M_{f,max}$  (см. рис. 1.2). Следовательно, выполняется условие  $\tau_x \leq 0,5 \cdot R_s$  или

$$\begin{aligned}\tau_x &= \frac{Q_f}{t_w \cdot h_w} = 0 \leq 0,5 \cdot R_s = 0,5 \cdot 0,58 \cdot R_y = 0,5 \cdot 0,58 \cdot 24 \\ &= 6,96 \text{ кН/см}^2\end{aligned}$$

4. Расчет по прочности балки из условия среза на опоре производится по формуле:

$$\frac{Q_x \cdot \gamma_n}{A_w R_s \gamma_c} = \frac{215,04 \cdot 1,0}{42,2 \cdot 0,8 \cdot 0,58 \cdot 24 \cdot 1,0} = 0,46 < 1;$$

5. Проверка жесткости балки производится по формуле:

$$\frac{f}{l} = \frac{5 \cdot q_d^n \cdot l^3 \cdot \gamma_n}{384 \cdot E \cdot J} = \frac{5 \cdot 49,57 \cdot 10^{-2} \cdot 600^3 \cdot 1,0}{384 \cdot 20600 \cdot 28699} = \frac{1}{351} < \left[ \frac{l}{f} \right] = \frac{1}{200}$$

Все проверки удовлетворяются. Окончательно сечение балок перекрытия принимается из двутавра I45Б1 по СТО АСЧМ 20-93 из стали С245 по ГОСТ 27772.

Проверка общей устойчивости балок перекрытия в данном примере не производится, так как общая устойчивость балок обеспечивается жесткостью монолитного железобетонного перекрытия (тип «2» по Приложению 1).

### 3. Расчет и конструирование сварных балок

#### Теория вопроса

##### Общие сведения

Балки составного сечения применяют в случаях, когда прокатные балки не удовлетворяют условиям прочности, жесткости, общей устойчивости, т.е. при больших пролетах и больших изгибающих моментах, а так же если они экономичнее.

Составные балки применяют, как правило, сварными, их сечение состоит из трех листов (см. рис.3.1).

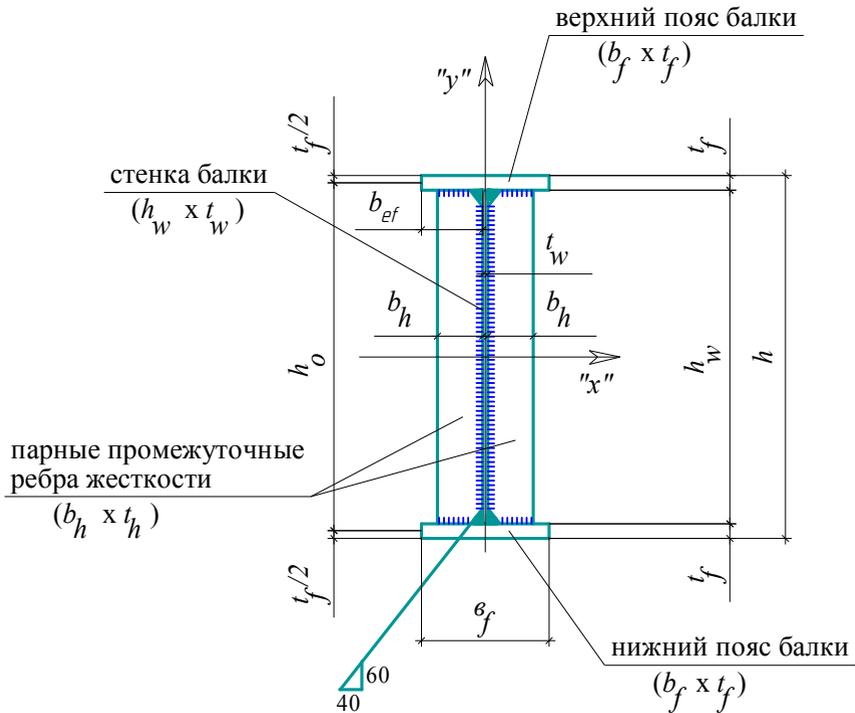


Рис. 3.1. Сечение составной сварной балки

Сварные балки изготавливают на заводах металлических конструкций, оборудованных технологическими линиями для изготовления сварных двутавров. Соединение стенки и поясов двутавров осуществляется с помощью автоматической сварки. Стенку и пояса балок

изготавливают из стальных листов, выпускаемых по ГОСТ 19903-74\* или по ГОСТ 82-70\*.

Для экономии материала в составных балках изменяют сечение по длине, как правило, за счет изменения ширины поясов балки в соответствии с эпюрой изгибающих моментов.

Упругопластическая работа материала в таких балках допускается с теми же ограничениями, что и для прокатных балок.

Масса балки состоит из массы стенки и из массы поясов, массы некоторых конструктивных элементов (ребер жесткости). При увеличении высоты сечения балки масса стенки увеличивается, а масса поясов снижается. И, наоборот, при уменьшении высоты сечения балки масса стенки снижается, а масса поясов увеличивается. Таким образом, сварные балки, как правило, проектируют оптимальной высоты, при которой расход стали на них минимальный.

### **Компоновка и подбор сечения составных балок**

*Порядок подбора сечения однопролетной шарнирно опертой сварной балки в виде симметричного двутавра.*

1. Задаются гибкостью стенки  $\lambda_w = h_w / t_w$ . Гибкость стенки для различных балок принимает значения от 100 до 150 (меньшее значение при пролетах балок 6÷8м, большее – при пролетах балок 20÷24м). При этих значениях гибкости, как правило, обеспечивается местная устойчивость стенки балки. Наиболее часто балки проектируют с гибкостью 110 ÷ 130.

2. Определяется оптимальная высота сечения балки, обеспечивающая минимальный расход стали на балку из условия прочности по формуле:

$$h_{\text{опт}} = \sqrt[3]{3 \cdot \lambda_w \cdot \frac{W_r}{2}}$$

где  $W_r$  – требуемый момент сопротивления сечения балки, определяемый по формуле:

$$W_r = \frac{M_{\text{max}} \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c},$$

3. Определяется минимальная высота сечения балки из условия жесткости по формуле:

$$h_{\min} = \frac{5 \cdot R_y \cdot \gamma_c \cdot l \cdot \gamma_n}{24 \cdot E} \cdot \left[ \frac{l}{f} \right] \cdot \frac{q_d^n}{q}$$

где  $\left[ \frac{l}{f} \right]$  – обратная величина нормируемого относительного прогиба.

4. Назначаются размеры стенки балки  $h_w \times t_w$ . Высота стенки балки  $h_w$  должна быть не менее  $h_{\min}$ , близка  $kh_{\text{опт}}$ , иметь гибкость  $\lambda_w$  в диапазоне 110÷130 при постановке только поперечных ребер жесткости и с целью унификации кратна 100мм. Учитывая существующие толщины листового сортамента, возможные размеры стенки балки приведены в таблице 3.1.

Таблица 3.1

Возможные размеры стенки балки и соответствующая им гибкость

$h_w, \text{см}$	60	70	80	80	90	100	110	110	120
$t_w, \text{см}$	0,5	0,6	0,6	0,8	0,8	0,8	0,8	1,0	1,0
$\lambda_w = \frac{h_w}{t_w}$	120	116,7	113,3	100	112,5	125	137,5	110	120
$h_w, \text{см}$	130	140	150	160	170	180	190	190	200
$t_w, \text{см}$	1,0	1,2	1,2	1,2	1,4	1,4	1,4	1,6	1,6
$\lambda_w = \frac{h_w}{t_w}$	130	116,7	125	133,3	121	128	135,7	118,8	125

5. Определяется момент инерции стенки балки по формуле:

$$I_w = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12},$$

6. Находится требуемый момент инерции сечения балки:

$$I_r = W_r \cdot \frac{h}{2},$$

где  $h$ - высота балки  $h = h_w + 2 \cdot t_f$ ,

$t_f$  – толщина полки балки. Предварительно задаются  $t_f = 2\text{см}$ .

7. Вычисляется требуемый момент инерции поясов балки:

$$I_{f,r} = I_r - I_w$$

8. Требуемая площадь одного пояса находится из выражения:

$$A_{f,r} = 2 \cdot I_{f,r} / h_0^2,$$

Где  $h_0$  – расстояние между центрами тяжести поясов балки  $h_0 = h - t_f$ .

9. Назначаются размеры поясов балки  $b_f \times t_f$ . При этом следует учитывать:

а) площадь пояса  $A_f = b_f \cdot t_f$  должна быть равна или чуть больше  $A_{f,r}$ ;

б) ширина поясных листов принимается равной:

- из условия обеспечения общей устойчивости балки  $b_f \geq \frac{1}{6} h$ ;

- из условия равномерного распределения нормальных напряжений по ширине листа  $b_f \leq \frac{1}{3} h$  и  $b_f \leq 600$  мм;

- из условия обеспечения местной устойчивости

$$\bar{\lambda}_f = \left( \frac{b_{ef}}{t_f} \right) \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}} \leq \bar{\lambda}_{uf} = 0,5 \sqrt{\frac{R_{yf}}{\sigma_c}};$$

- из условия наиболее конструктивных границ по ширине

$$b_f = \left( \frac{1}{3} \div \frac{1}{5} \right) \cdot h;$$

- как правило, ширину поясных листов  $b_f$  принимают кратно 2 см.

в) толщину поясных листов назначают в соответствии с сортаментом листового проката в пределах от 8 до 40 мм, при этом из условия свариваемости должно выполняться условие  $t_f \leq 3 \cdot t_w$ .

При назначении размеров поясов следует помнить, что у листового проката толщиной более 20 мм понижается расчетное сопротивление, поэтому применение листов толщиной более 20 мм экономически не целесообразно.

10. Выполняется проверка местной устойчивости пояса балки по формуле:

$$\bar{\lambda}_f = \left( \frac{b_{ef}}{t_f} \right) \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}} \leq \bar{\lambda}_{uf} = 0,5 \sqrt{\frac{R_{yf}}{\sigma_c}};$$

где  $b_{ef}$  – свес полки балки,  $b_{ef} = \frac{(b_f - t_w)}{2}$ ;

$R_{yf}$  – расчетное сопротивление стали полки растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести;

$\sigma_c$  – напряжение в сжатом поясе, определяется по формуле:

$$\sigma_c = \frac{M_{max} \cdot \gamma_n}{W_{xnc} \cdot \gamma_c},$$

Здесь  $W_{xnc}$  – момент сопротивления сечения нетто для сжатого пояса сечения относительно оси «х».

11. Определяются геометрические характеристики сечения балки:

- момент инерции относительно оси «х»:

$$I = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot \left( \frac{h_w + t_f}{2} \right)^2;$$

- момент сопротивления относительно оси «х»:

$$W = \frac{2 \cdot I}{h};$$

- площадь поперечного сечения балки:

$$A = t_w \cdot h_w + 2 \cdot b_f \cdot t_f;$$

- статический момент полусечения:

$$S = \frac{t_w \cdot h_w^2}{8} + b_f \cdot t_f \cdot \left( \frac{h_w + t_f}{2} \right)$$

12. Производится расчет на прочность балки в сечении с максимальным изгибающим моментом:

$$\frac{M_{f,max} \cdot \gamma_n}{W_{n,min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1,$$

где  $M_{f,max}$  – расчетный максимальный изгибающий момент в балке с учетом ее собственного веса.

13. Производится проверка прочности балки в сечении с максимальной поперечной силой (условие среза на опоре) по формуле:

$$\frac{Q_{f,max} \cdot S \cdot \gamma_n}{I \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} \leq 1$$

где  $Q_{f,max}$  - расчетная максимальная поперечная сила в балке (на опоре) с учетом ее собственного веса.

14. Производится проверка жесткости балки:

$$\frac{f}{l} \leq \left[ \frac{f}{l} \right]$$

где  $f/l$  - относительный максимальный прогиб балки от нагрузки;

$f$  - максимальный прогиб балки, см;

$l$  - пролет балки, см.

$$\frac{f}{l} = \frac{5 \cdot q_d^n \cdot l^3 \cdot \gamma_n}{384 \cdot E \cdot J},$$

где  $q_d^n$  - нормативная равномерно распределенная нагрузка, действующая на балку, включающая постоянные и временные длительные нагрузки с учетом фактического веса балки.

$\left[ \frac{f}{l} \right]$  - нормируемый относительный прогиб балки, принимается по таблице Е.1 [1] или см. §2.

15. Производится проверка местной устойчивости стенки балки.

Приведенная гибкость стенки определяется по формуле:

$$\overline{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}};$$

где  $h_{ef}$  - расчетная высота стенки балки. Для сварных балок  $h_{ef} = h_w$ .

Если  $\overline{\lambda}_w < 3,5$ , то устойчивость стенки считается обеспеченной (при отсутствии местных напряжений в сварной балке с двухсторонними поясными швами).

Если  $\overline{\lambda}_w \geq 3,5$ , то необходимо проверить местную устойчивость стенки по методике [2]. Указанная проверка в настоящих примерах с целью сокращения объема работы не производится.

16. Выполняется расстановка поперечных ребер жесткости балки.

В работе принимаются парные поперечные ребра жесткости.

Установка промежуточных поперечных ребер жесткости необходима, если  $\overline{\lambda}_w \geq 3,5$  (при отсутствии подвижной нагрузки). Пре-

дельное расстояние между промежуточными поперечными ребрами жесткости определяется по формуле:  $a_{u,r} = 2 \cdot h_{ef}$ . Шаг промежуточных поперечных ребер жесткости  $a_r$  должен быть кратен пролету балки.

17. Назначаются размеры парных промежуточных поперечных ребер жесткости.

Ширина ребра жесткости определяется по формуле:

$$b_r \geq \frac{h_w}{30} + 25 \text{ мм},$$

Ширина ребра жесткости принимается кратной 5мм.

Толщина ребра жесткости определяется по формуле:

$$t_r \geq 2 \cdot b_r \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}};$$

Толщина ребра жесткости принимается в соответствии с сор-таментом листовой стали.

18. Выполняется проверка общей устойчивости балок.

Проверку общей устойчивости балок см. §2.

### Задание

Подобрать сечение сварных двутавровых балок перекрытия при упругой работе материала (балка Икласса). Тип балочной клетки упрощенный (см. рис.1.1). Район строительства – г. Архангельск. Группа конструкций – 2. Здание второго уровня ответственности ( $\gamma_n = 1,0$ ). Коэффициент условий работы принять  $\gamma_c = 1,0$ . Шаг балок, материал балок, нагрузку от собственного веса конструкций перекрытия и временную нагрузку на перекрытие принять по таблице 2.1 в соответствии с трехзначным шифром, который выдается преподавателем. Пролет балок принять увеличенным на 6 м по сравнению с заданным значением пролета в табл. 2.1 по заданному шифру.

### Пример

*Исходные данные для варианта задания с шифром «142»:*

1. Район строительства – г. Архангельск.
2. Группа конструкций – 2.
3. Здание второго уровня ответственности ( $\gamma_n = 1,0$ ).
4. Коэффициент условий работы  $\gamma_c = 1,0$ .
5. Пролет балок  $l = 6 + 6 = 12$  м.
6. Шаг балок  $a = 6$  м.
7. Материал балок сталь – С245 по ГОСТ 27772-88\*.
8. Тип перекрытия – 2 (см. приложение 1).
9. Нормативное значение временной нагрузки на перекрытии – полное  $g_a^n = 3,0$  кН/м<sup>2</sup>, пониженное  $g_{ad}^n = 1,0$  кН/м<sup>2</sup>.

*Пример выполнения упражнения для задания с шифром «142».*

1. Нагрузка от собственного веса перекрытия для типа перекрытия «2» (см. приложение 1) определяется в таблице 2.2.

Численно нагрузки равны:

$$g_{св} = 8,23 \text{ кН/м}^2;$$

$$g_{св}^n = 7,15 \text{ кН/м}^2;$$

2. Равномерно-распределенные нагрузки, действующие на балку, определяются по формулам:

-нормативное значение, включающее постоянные и временные длительные нагрузки (пониженное значение):

$$q_d^n = \alpha \cdot (g_{ce}^n + g_{ad}^n) \cdot a = 1,03 \cdot (7,15 + 1,0) \cdot 6 = 50,37 \text{ кН/м}$$

- расчетное значение:

$$q_d^n = \alpha \cdot (g_{ce} + g_a) \cdot a = 1,03 \cdot (8,23 + 3,6) \cdot 6 = 73,11 \text{ кН/м}$$

где  $\alpha$ - коэффициент, учитывающий собственный вес металлической балки;  $\alpha = 1,02$  при  $l = 6\text{м}$ ,  $\alpha = 1,03$  при  $l = 12\text{м}$ ,  $\alpha = 1,05$  при  $l = 18\text{м}$ ;

$g_a$  – расчетное значение временной нагрузки на перекрытие,  $\text{кН/м}^2$ , определяется по формуле:

$$g_a = \gamma_{f,a} \cdot g_a^n = 1,2 \cdot 3,0 = 3,6 \text{ кН/м}^2,$$

где  $\gamma_{f,a}$ - коэффициент надежности по нагрузке, принимается в соответствии с требованиями п.8.2.2 [1].

3. Расчетная схема балок перекрытия представляет собой однопролетную шарнирно опертую балку, нагруженную равномерно-распределенной нагрузкой (см. рис. 1.2).

Максимальные расчетные значения изгибающего момента и поперечной силы соответственно определяются по формулам:

$$M_{max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{73,11 \cdot 12,0^2}{8} = 1315,98 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{max} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{73,11 \cdot 12,0}{2} = 438,66 \text{ кН}$$

4. Требуемый момент сопротивления сечения  $W_r$  определяется по формуле, полученной из выражений (1):

$$W_r = \frac{M_{max} \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1315,98 \cdot 10^2 \cdot 1,0}{24 \cdot 1,0} = 5483,25 \text{ см}^3;$$

5. Задаются гибкостью стенки  $\lambda_w = 120$ .

6. Определяется оптимальная высота сечения балки, обеспечивающая минимальный расход стали на балку из условия прочности по формуле:

$$h_{opt} = \sqrt[3]{3 \cdot \lambda_w \cdot \frac{W_r}{2}} = \sqrt[3]{3 \cdot 120 \cdot \frac{5483,25}{2}} = 99,6 \text{ см}$$

Определяется минимальная высота сечения балки из условия жесткости по формуле:

$$h_{\min} = \frac{5 \cdot R_y \cdot \gamma_c \cdot l \cdot \gamma_n}{24 \cdot E} \cdot \left[ \frac{l}{f} \right] \cdot \frac{q_d^n}{q} = \frac{5 \cdot 24 \cdot 1,0 \cdot 12 \cdot 10^2 \cdot 1,0}{24 \cdot 20600} \cdot \left[ \frac{250}{1} \right] \cdot \frac{50,37}{73,11} = 50,17 \text{ см}$$

6. Назначаются размеры стенки балки  $h_w \times t_w = 100 \times 0,8$  см (см. табл. 3.1).

7. Определяется момент инерции стенки балки по формуле:

$$I_w = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12}, = \frac{0,8 \cdot 100^3}{12} = 66666,7 \text{ см}^4$$

8. Находится требуемый момент инерции сечения балки:

$$I_r = W_r \cdot \frac{h}{2} = 5483,25 \cdot \frac{103,2}{2} = 282935,7 \text{ см}^4,$$

где  $h$  - высота балки  $h = h_w + 2 \cdot t_f = 100 + 2 \cdot 1,6 = 103,2$  см,

$t_f$  - толщина полки балки. Предварительно задаются  $t_f = 1,6$  см.

9. Вычисляется требуемый момент инерции поясов балки:

$$I_{f,r} = I_r - I_w = 282935,7 - 66666,7 = 216269 \text{ см}^4$$

10. Требуемая площадь одного пояса находится из выражения:

$$A_{f,r} = 2 \cdot I_{f,r} / h_0^2 = 2 \cdot 216269 / 101,6^2 = 41,9 \text{ см}^2,$$

Где  $h_0$  - расстояние между центрами тяжести поясов балки  $h_0 = h - t_f = 103,2 - 1,6 = 101,6$  см.

11. Назначаются размеры поясов балки  $b_f \times t_f$ . При этом следует учитывать:

а) площадь пояса  $A_f = b_f \cdot t_f$  должна быть равна или чуть больше  $A_{f,r} = 41,9 \text{ см}^2$ ;

б) ширина поясных листов принимается равной:

- из условия обеспечения общей устойчивости балки

$$b_f \geq \frac{1}{6} h = \frac{1}{6} \cdot 103,2 = 17,2 \text{ см};$$

- из условия равномерного распределения нормальных напряжений по ширине листа

$$b_f \leq \frac{1}{3} h = \frac{1}{3} \cdot 103,2 = 34,4 \text{ см и } b_f \leq 60 \text{ см};$$

- из условия обеспечения местной устойчивости:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0,5 \sqrt{\frac{E}{\sigma_c}} = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot W_r \cdot \gamma_c}{M_{max} \cdot \gamma_n}} = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{20600 \cdot 5483,25 \cdot 1,0}{1315,98 \cdot 10^2 \cdot 1,0}} = 29,3;$$

- из условия наиболее конструктивных границ по ширине

$$b_f = \left( \frac{1}{3} \div \frac{1}{5} \right) \cdot h, \text{ т.е.}$$

$$\frac{1}{3} \cdot h = \frac{1}{3} \cdot 103,2 = 34,4 \text{ см} > b_f > \frac{1}{5} \cdot h = \frac{1}{5} \cdot 103,2 = 20,64 \text{ см};$$

в) при назначении толщины поясных листов должно выполняться условие:  $t_f \leq 3 \cdot t_w = 3 \cdot 0,8 = 2,4 \text{ см}$ .

Из условия наиболее конструктивных границ по ширине среднее значение  $b_f = \frac{1}{4} \cdot h = \frac{1}{4} \cdot 103,2 = 25,8 \text{ см}$ . При этом требуемая толщина поясных листов  $t_f = A_f / b_f = 41,9 / 25,8 = 1,63 \text{ см}$  (полученное значение  $t_f$  по формуле округляется до ближайших значений толщин листов сортамента). Учитывая листовый сортамент толщину полки балки можно принять  $t_f = 1,6 \text{ см}$  или  $t_f = 1,8 \text{ см}$ . Принимаем  $t_f = 1,6 \text{ см}$ . Ширина пояса.  $b_f = A_f / t_f = 41,9 / 1,6 = 26,2 \text{ см}$ .

Окончательно ширину пояса принимается  $b_f = 28 \text{ см}$  (кратно 2см). Принятые размеры пояса  $b_f \times t_f = 28 \times 16 \text{ см}$  удовлетворяют всем требованиям п.11.

12. Выполняется проверка местной устойчивости пояса балки по формуле:

$$\overline{\lambda}_f = \left( \frac{b_{ef}}{t_f} \right) \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}} \leq \overline{\lambda}_{yf} = 0,5 \sqrt{\frac{R_{yf}}{\sigma_c}};$$

где  $b_{ef}$  - свес полки балки

$$b_{ef} = \frac{(b_f - t_w)}{2} = \frac{(28 - 0,8)}{2} = 13,6 \text{ см},$$

$\sigma_c$  – напряжение в сжатом поясе, определяется по формуле:

$$\sigma_c = \frac{M_{max} \cdot \gamma_n}{W_{xnc} \cdot \gamma_c} = \frac{1315,98 \cdot 10^2 \cdot 1,0}{5783,25 \cdot 1,0} = 22,76 \text{ кН/см}^2,$$

Здесь  $W_{xnc}$  – момент сопротивления сечения нетто для сжатого пояса сечения относительно оси «х».

$$\overline{\lambda}_f = \left( \frac{13,6}{1,6} \right) \sqrt{\frac{24}{20600}} = 0,29 \leq \overline{\lambda}_{uf} = 0,5 \sqrt{\frac{24}{22,76}} = 0,52;$$

13. Определяются значения линейных нагрузок на балку перекрытия с учетом фактического собственного веса балки:

- нормативное значение, включающее постоянные и временные длительные нагрузки (пониженное значение):

$$q_{df}^n = (g_{cs}^n + g_{ad}^n) \cdot a + m_0 = (7,15 + 1,0) \cdot 6 + 153,2 \cdot 10^{-2} = 50,5 \text{ кН/м}$$

- расчетное значение:

$$q_f = (g_{cs} + g_a) \cdot a + \gamma_{f,cs} \cdot m_0 = (8,23 + 1,0) \cdot 6 + 1,05 \cdot 153,2 \cdot 10^{-2} = 72,6 \text{ кН/м}$$

где  $g_a$  – расчетное значение временной нагрузки на перекрытие, кН/м<sup>2</sup>, определяется по формуле:

$$g_a = \gamma_{f,a} \cdot g_a^n = 1,2 \cdot 3,0 = 3,6 \text{ кН/м}^2,$$

$m_0$  – масса одного погонного метра балки:

$$m_0 = k \cdot A \cdot \rho = 1,15 \cdot 169,6 \cdot 10^{-4} \cdot 7850 = 153,2 \text{ кг/м}$$

где  $A$  – площадь поперечного сечения балки, см<sup>2</sup>,

$$A = t_w \cdot h_w + 2 \cdot b_f \cdot t_f = 0,8 \cdot 100 + 2 \cdot 28 \cdot 1,6 = 169,6 \text{ см}^2;$$

$\rho = 7850 \text{ кг/м}^3$  – плотность стали;

$k = 1,15$  – коэффициент, учитывающий конструктивные элементы балки (ребра жесткости и т.п.).

14. Максимальные расчетные значения изгибающего момента и поперечной силы соответственно определяются по формулам:

$$M_{f,max} = \frac{q_f \cdot l^2}{8} = \frac{72,6 \cdot 12,0^2}{8} = 1306,8 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$Q_{f,max} = \frac{q_f \cdot l}{2} = \frac{72,6 \cdot 12,0}{2} = 435,6 \text{ кН}$$

15. Определяются геометрические характеристики сечения балки:

- момент инерции относительно оси «х»:

$$I = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot \left( \frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 = \frac{0,8 \cdot 100^3}{12} + 2 \cdot 28 \cdot 1,6 \cdot \left( \frac{100 + 1,6}{2} \right)^2 = 297892 \text{ см}^4;$$

- момент сопротивления относительно оси «х»:

$$W = \frac{2 \cdot I}{h} = \frac{2 \cdot 297892}{103,2} = 5773 \text{ см}^3,$$

где  $h$  - высота сечения балки, см

$$h = h_w + 2 \cdot t_f = 100 + 2 \cdot 1,6 = 103,2 \text{ см}$$

- статический момент полусечения:

$$S = \frac{t_w \cdot h_w^2}{8} + b_f \cdot t_f \cdot \left( \frac{h_w + t_f}{2} \right) = \frac{0,8 \cdot 100^2}{8} + 28 \cdot 1,6 \cdot \left( \frac{100 + 1,6}{2} \right) = 3275,84 \text{ см}^4$$

16. Производится расчет на прочность балки в сечении с максимальным изгибающим моментом:

$$\frac{M_{f,max} \cdot \gamma_n}{W \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1306,8 \cdot 10^2 \cdot 1,0}{5773 \cdot 24 \cdot 1,0} = 0,95 < 1$$

17. Производится проверка прочности балки в сечении с максимальной поперечной силой (условие среза на опоре) по формуле:

$$\frac{Q_{f,max} \cdot S \cdot \gamma_n}{I \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{435,6 \cdot 3275,84 \cdot 1,0}{297892 \cdot 0,8 \cdot 0,58 \cdot 24 \cdot 1,0} = 0,35 < 1$$

18. Производится проверка жесткости балки:

$$\frac{f}{l} = \frac{1}{540} \leq \left[ \frac{f}{l} \right] = \frac{1}{250},$$

где  $\frac{f}{l}$  - относительный прогиб балки от нагрузки:

$$\frac{f}{l} = \frac{5 \cdot q_{df}^n \cdot l^3 \cdot \gamma_n}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 50,5 \cdot 10^{-2} \cdot 120^3 \cdot 1,0}{384 \cdot 20600 \cdot 297892} = \frac{1}{540}'$$

19. Производится проверка местной устойчивости стенки балки.

Приведенная гибкость стенки определяется по формуле:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{100}{0,8} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 4,27,$$

где  $h_{ef} = h_w = 100$  см

Так как  $\bar{\lambda} = 4,27 > 3,5$ , то необходимо проверить местную устойчивость стенки по методике СНиП [ 2]. Указанная проверка в настоящих примерах с целью сокращения объема работы не производится.

20. Выполняется расстановка поперечных ребер жесткости балки.

В работе принимаются парные ребра жесткости.

Установка промежуточных поперечных ребер жесткости необходима, т. к.  $\bar{\lambda} = 4,27 > 3,2$  (при отсутствии подвижной нагрузки).

Предельное расстояние между промежуточными поперечными ребрами жесткости определяется по формуле:

$$a_{u,r} = 2 \cdot h_{ef} = 2 \cdot 100 = 200 \text{ см.}$$

Требуемое количество шагов ребер жесткости:

$$k = \frac{l}{a_{u,r}} = \frac{1200}{200} = 6$$

Принимаем  $k = 6$ . Количество парных промежуточных ребер жесткости  $n = k - 1 = 6 - 1 = 5$  (пять пар ребер). При этом расстояние между ребрами жесткости принимается  $a_r = l/k = 1200/6 = 200 \text{ см} \leq a_{u,r} = 200 \text{ см}$ .

Назначаются размеры парных промежуточных поперечных ребер жесткости.

Ширина ребра жесткости определяется по формуле:

$$b_r \geq \frac{h_w}{30} + 25 \text{ мм} = \frac{1000}{30} + 25 = 58,3 \text{ мм,}$$

Ширина ребра жесткости принимается  $b_h = 60$  мм (кратно 5 мм).

Толщина ребра жесткости определяется по формуле:

$$t_r \geq 2 \cdot b_r \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 60 \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 4,1 \text{ см.}$$

Толщина ребра жесткости принимается  $t_r = 6$  мм (в соответствии с сортаментом листовой стали).

Все проверки принятого сечения удовлетворяются. Принятое сечение сварной балки приведено на рис. 3.2.

Проверка общей устойчивости балок перекрытия в данном примере не производится, так как общая устойчивость балок обеспечивается жесткостью монолитного железобетонного перекрытия.

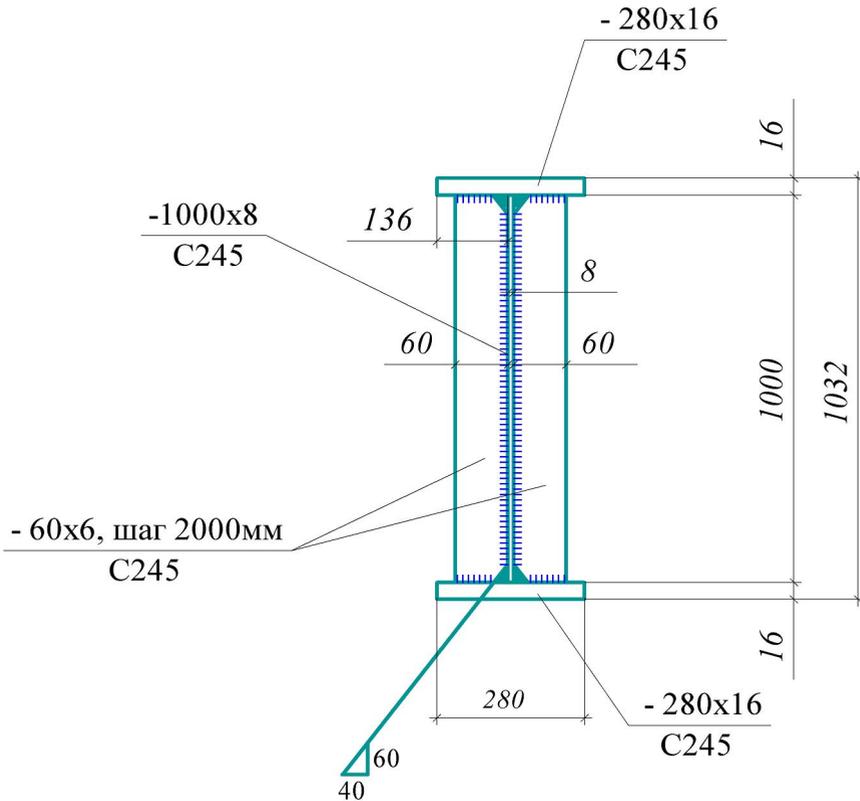
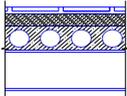
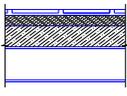
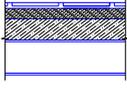
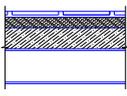


Рис. 3.2 Принятое сечение составной сварной балки

### Список использованных источников

1. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\* / Минрегион России. – М.: ОАО «ЦПП», 2011 – 80 с.
2. СП 16.13330.2011. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81\*/ Минрегион России. – М.: ОАО «ЦПП», 2011 – 172 с.
3. ГОСТ Р 54257 – 2010. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования. – М.: Стандартинформ, 2011 – 14 с.
4. Архитектура промышленных предприятий, зданий и сооружений / В.А. Дроздов, Л.Ф. Гольденгерш, Е.С. Матвеев и др.; Под общ. ред. Н.Н. Кима. - 2-е изд., перераб. и доп. - М.: Стройиздат, 1990. - 638 с.:ил. - ( Справочник проектировщика ).
5. Металлические конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов / Г.С. Ведеников, Е.И. Беленя, В.С. Игнатьева и др.; Под ред. Г.С. Веденикова. - 7-е изд., перераб. и доп. - М.: Стройиздат, 1998. - 760 с.: ил.
6. Металлические конструкции: учебник для студ. высш. учеб. заведений / Ю.И. Кудишин, Е.И. Беленя, В.С. Игнатьева и др.; под ред. Ю.И. Кудишина. - 10-е изд., стер. - М.: Издательский центр «Академия», 2007. - 688 с.
7. Металлические конструкции. В 3 т. Т.1. Элементы стальных конструкций: Учеб. пособие для строит. вузов / В.В. Горев, Б.Ю. Уваров, В.В. Филиппов и др.; Под ред. В.В. Горева. - М.: Высш. шк., 1997. - 527 с.: ил.
8. Мандриков А.П. Примеры расчета металлических конструкций: Учеб. пособие для техникумов. - 2-е изд., перераб. и доп. - М.: Стройиздат, 1991. - 431 с.: ил.
9. И.В. Молев. Стальные конструкции промышленных площадок. В 5ч. Методические указания к выполнению расчетно-графической работы по курсу «Металлические конструкции» для специализации 290301 «Исследование и проектирование зданий и сооружений» профиль «Металлические конструкции» ). - Нижний Новгород, ННГАСУ, 2001.
10. А.И. Колесов, Б.С. Поликарпов. Стальная рабочая площадка промздания. Компоновка, конструирование и расчет несущих элементов: Учебное пособие. - Н. Новгород: ННГАСУ, 1998. - 91с.

## Типы перекрытий

Номер типа перекрытия	Схема	Элементы перекрытия
1	2	3
1		<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Пол <math>t=80</math> мм, <math>\gamma=1500</math> кг/м<sup>3</sup></li> <li>2. Выравнивающая стяжка из цементно-песчаного раствора <math>t=25</math> мм, <math>\gamma=1800</math> кг/м<sup>3</sup></li> <li>3. Железобетонная пустотная плита <math>g_{св}^n = 320</math> кг/м<sup>2</sup></li> <li>4. Каркасные перегородки <math>g_{св}^n = 120</math> кг/м<sup>2</sup></li> <li>5. Подвесной потолок и инженерное оборудование <math>g_{св}^n = 30</math> кг/м<sup>2</sup></li> </ol>
2		<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Пол <math>t=80</math> мм, <math>\gamma=1500</math> кг/м<sup>3</sup></li> <li>2. Выравнивающая стяжка из цементно-песчаного раствора <math>t=25</math> мм, <math>\gamma=1800</math> кг/м<sup>3</sup></li> <li>3. Монолитная ж/б плита <math>t=160</math> мм, <math>\gamma=2500</math> кг/м<sup>3</sup></li> <li>4. Каркасные перегородки <math>g_{св}^n = 120</math> кг/м<sup>2</sup></li> <li>5. Подвесной потолок и инженерное оборудование <math>g_{св}^n = 30</math> кг/м<sup>2</sup></li> </ol>
3		<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Пол <math>t=100</math> мм, <math>\gamma=1500</math> кг/м<sup>3</sup></li> <li>2. Выравнивающая стяжка из цементно-песчаного раствора <math>t=25</math> мм, <math>\gamma=1800</math> кг/м<sup>3</sup></li> <li>3. Железобетонная ребристая плита <math>g_{св}^n = 150</math> кг/м<sup>2</sup></li> <li>4. Подвесной потолок и инженерное оборудование <math>g_{св}^n = 50</math> кг/м<sup>2</sup></li> </ol>
4		<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Пол <math>t=100</math> мм, <math>\gamma=1500</math> кг/м<sup>3</sup></li> <li>2. Выравнивающая стяжка из цементно-песчаного раствора <math>t=25</math> мм, <math>\gamma=1800</math> кг/м<sup>3</sup></li> <li>3. Монолитная ж/б плита <math>t=200</math> мм, <math>\gamma=2500</math> кг/м<sup>3</sup></li> <li>4. Перегородки из силикатного чага <math>g_{св}^n = 250</math> кг/м<sup>2</sup></li> <li>5. Подвесной потолок и инженерное оборудование <math>g_{св}^n = 50</math> кг/м<sup>2</sup></li> </ol>

Колотов Олег Васильевич

ТЕОРИЯ, ЗАДАНИЯ И ПРИМЕРЫ ВЫПОЛНЕНИЯ УПРАЖНЕНИЙ  
ПРАКТИЧЕСКИХ ЗАНЯТИЙ ПО КУРСУ “МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ  
КОНСТРУКЦИИ”

**ЧАСТЬ 2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ БАЛОК**

Методические указания к выполнению упражнений  
практических занятий по курсу «Металлические конструкции» для  
студентов направления 290800.62 «Строительство», профиль  
«Водоснабжение и водоотведение».

- Н. Новгород: ННГАСУ, 2013. - 37 с.

Подписано в печать \_\_\_\_\_ 200\_\_ г.. Формат 60 × 90 1/16

Бумага газетная. Офсетная печать. Уч.изд.л. 2,2.

Усл.печ.л. 2,75. Тираж 250 экз. Заказ № \_\_\_\_\_.

Нижегородский государственный архитектурно - строительный  
университет , 603950, г. Нижний Новгород, ул. Ильинская, 65.

Полиграфический центр ННГАСУ, 603950, г. Нижний Новгород,  
ул. Ильинская, 65.