

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ  
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ  
ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ  
«ДОНСКОЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Г.Э. Муро

## СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Учебное пособие

Ростов-на-Дону  
ДГТУ  
2023

УДК 624.014  
М91

*Рецензенты:*

кандидат технических наук, доцент *А.П. Коробкин*  
(Донской государственный технический университет);  
кандидат технических наук,  
директор ООО «Новая экспертиза» *А.С. Кавелин*

**Муро, Генрих Эдуардович.**

М91      Стальные конструкции : учебное пособие / Г.Э. Муро ; Донской  
государственный технический университет. – Ростов-на-Дону : ДГТУ,  
2023. – 48 с.

ISBN 978-5-7890-2148-4

Содержит расчетную часть и рекомендации по выполнению курсового проекта «Металлические конструкции», выполняемого обучающимися специальностей 08.03.01 «Проектирование зданий», 07.03.02 «Реконструкция и реставрация архитектурного наследия», 07.03.01 «Архитектурное проектирование» и 08.03.01 «Экспертиза и управление недвижимостью» в рамках учебного курса «Металлические конструкции» и «Металлические конструкции, включая сварку».

Приведены примеры расчета элементов стальных конструкций производственного здания и их узловых соединений на различные виды напряженно-деформированного состояния.

Предназначено для обучающихся по направлениям подготовки 08.03.01 Строительство и 07.03.01 Архитектура.

УДК 624.014

Печатается по решению редакционно-издательского совета  
Донского государственного технического университета

ISBN 978-5-7890-2148-4

© Муро Г.Э., 2023  
© Донской государственный  
технический университет, 2023

## **Введение**

Развитие промышленности привело к появлению огромного разнообразия металлических конструкций промышленных зданий. Металлические конструкции применяются сегодня во всех видах зданий и сооружений, особенно если необходимы значительные пролеты, высота и нагрузка.

Автором учебного пособия представлены примеры расчета элементов стальных конструкций и их узловых соединений на различные виды напряженно-деформированного состояния. Каждый из примеров наглядно иллюстрирует вопросы, излагаемые на лекционных занятиях.

Курсовой проект «Стальные конструкции промышленного здания» состоит из двух частей: проектирование конструкций рабочей площадки (балочной клетки) и проектирование стропильной фермы покрытия здания. Целью расчетно-графической работы является закрепление на практике теоретических знаний, полученных обучающимися при изучении курса «Металлические конструкции, включая сварку». В процессе выполнения конструктивной части работы обучающиеся должны освоить основы конструирования элементов и узлов металлических конструкций. В учебном пособии представлена расчетная часть проекта в помощь обучающимся в их самостоятельной работе.

При выполнении работы обучающемуся необходимо пользоваться курсом лекций, учебной, справочной и нормативной литературой, список которой приведен в настоящем пособии.

Все представленные примеры и задачи выполнены в соответствии с рекомендациями СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81\*».

# 1. СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ РАБОЧЕЙ ПЛОЩАДКИ

## 1.1. Задание на проектирование

Запроектировать нормальную балочную клетку рабочей площадки производственного здания по схеме, приведенной на рис. 1.1, со следующими данными: пролет главной балки  $L_{A-1} = 9\text{ м}$ ; пролет балки настила  $L_{A-2} = 6\text{ м}$ ; шаг балок настила  $L_t = 1\text{ м}$ . Нормативная равномерно распределенная нагрузка на площадке  $P'' = 25\text{ кПа}$ . Высота колонн  $H = 5\text{ м}$ .

Опираение главной балки на колонну – сверху. Сопряжение балок – шарнирное, в одном уровне. Класс бетона для фундаментов – В15. Объект нормального уровня ответственности. Коэффициент надежности – по ответственности, коэффициенты надежности – по нагрузке, коэффициенты сочетаний нагрузок следует принимать по [3], сталь для конструкций, тип электрода и марку сварочной проволоки – по [2].

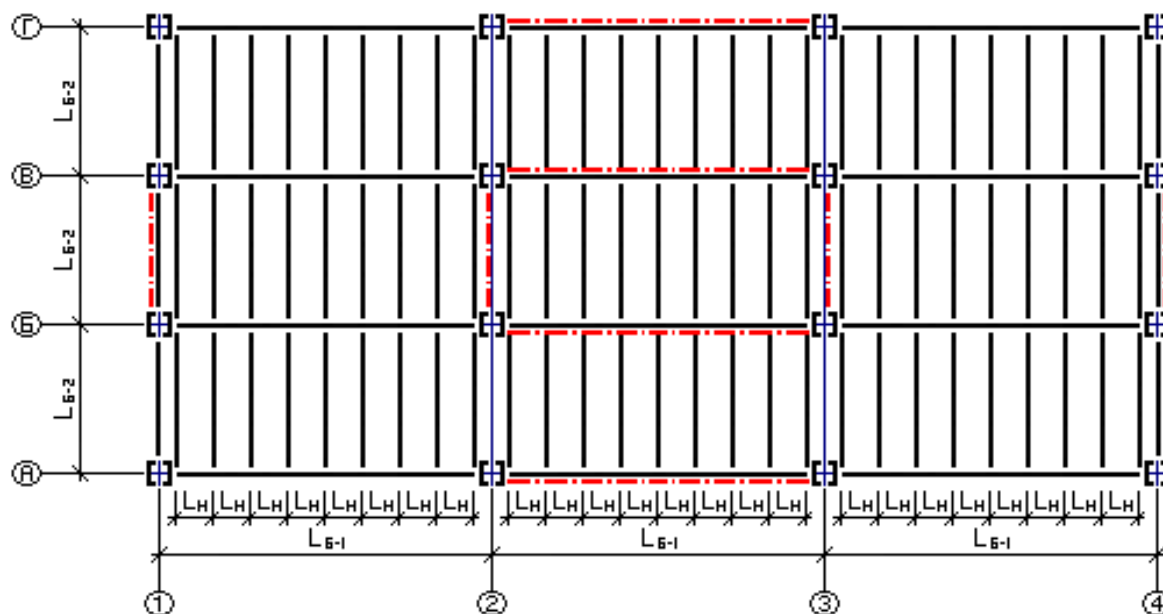


Рис. 1.1. Нормальная балочная клетка

## 1.2. Подбор настила

По балкам укладываем стальной настил с рифленой верхней поверхностью. Расчетная схема настила приведена на рис. 1.2. Материал настила – сталь С235 (табл. В.3 [2]).

Для выполнения расчета зада-  
емся толщиной настила, которая  
зависит от величины нормативной  
полезной нагрузки на площадке  
 $P^n$  (табл. 1.1).

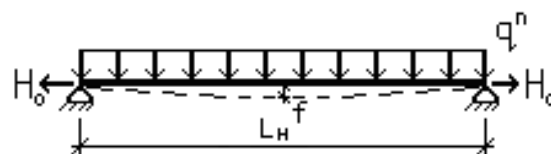


Рис. 1.2. Расчетная схема настила

Таблица 1.1

$P^n$ , кПа	$\leq 10$	10 – 20	20 – 30	$\geq 30$
$t_0$ , мм	6 – 8	8 – 10	10 – 12	12 – 14

Назначаем толщину настила  $t_0 = 10$  мм. Собственный вес  $1 \text{ м}^2$  настила толщиной  $t_0$ :

$$G_{\text{наст}}^n = \rho \cdot t_0 = 78,5 \cdot 0,01 = 0,785 \text{ кН/м}^2,$$

где  $\rho = 7850 \text{ кг/м}^3$  – плотность прокатной стали (табл. Б.1 [2]).

Нормативная нагрузка, действующая на настил:

$$q^n = (P^n + G_{\text{наст}}^n) \gamma_n = (25 + 0,785) \cdot 1 = 25,785 \text{ кН/м}^2,$$

где  $\gamma_n = 1$  – коэффициент надежности по назначению (п. 7 статьи 16 [1]).

При приварке настила к балкам требуемую толщину листа вычисляем по формуле (4.7) [14]:

$$t_{\text{наст}} \geq \frac{3,75 L_n}{n_0 + 72 E_1 / n_0^3 q^n},$$

где  $L_n = 100 \text{ см}$  – пролет настила (шаг балок настила);

$$\frac{f}{L_i} = \left[ \frac{1}{n_0} \right] = \frac{1}{120} \quad \text{– предельно допустимый относительный прогиб}$$

конструкции, пролетом до 1 м (табл. Д.1 [3]);

$$E_1 = \frac{E}{1 - \nu^2} = \frac{20600}{1 - 0,3^2} = 22637,36 \text{ кН/см}^2 \quad \text{– приведенный модуль упру-}$$

гости стали;

$E = 20600 \text{ кН/см}^2$  – модуль упругости прокатной стали (табл. Б.1 [2]);

$\nu = 0,3$  – коэффициент поперечной деформации (Пуассона) (табл. Б.1 [2]).

Получаем:

$$t_{\text{наст}} \geq \frac{3,75 \cdot 100}{120 + 72 \cdot \frac{22637,36}{(120^3 \cdot 25,785 \cdot 10^{-4})}} = 0,774 \text{ см.}$$

Согласно [4], принимаем толщину настила  $t_{\text{наст}} = 8$  мм, собственный вес настила  $G_{\text{наст}}^n = 78,5 \cdot 0,008 = 0,63$  кН/м<sup>2</sup>.

Крепление настила к балкам выполняем ручной сваркой электродами типа Э42 (табл. Г.1 [2]). При приварке в настиле возникает распор  $H_0$ , который определяем по формуле (4.8) [14]:

$$H_0 = \gamma_{f_1} \left( \frac{\pi^2}{4} \right) \left( \frac{1}{n_0} \right)^2 E_1 t_{\text{наст}} = 1,2 \cdot \left( \frac{3,14^2}{4} \right) \left( \frac{1}{120} \right)^2 \cdot 22637,36 \cdot 0,8 = 3,72 \text{ кН/см},$$

где  $\gamma_{f_1} = 1,2$  – коэффициент надежности по нагрузке (п. 8.2.2 [3]).

Требуемый катет углового шва, прикрепляющего настил к балкам, определяем согласно п. 14.1.16 [2]:

– по металлу шва

$$k_f \geq \frac{H_0}{\beta_f l_w R_{wf} \gamma_c} = \frac{3,72}{0,7 \cdot 1 \cdot 18 \cdot 1} = 0,3 \text{ см};$$

– по металлу границы сплавления

$$k_f \geq \frac{H_0}{\beta_z l_w R_{wz} \gamma_c} = \frac{3,72}{1 \cdot 1 \cdot 16,2 \cdot 1} = 0,23 \text{ см},$$

где  $\beta_f = 0,7$ ;  $\beta_z = 1,0$  – коэффициенты для расчета углового шва (ручной сварки) (табл. 39 [2]);

$l_w = 1$  см – расчетная длина шва;

$R_{wf} = 18$  кН/см<sup>2</sup> – расчетное сопротивление угловых швов срезу по металлу шва (табл. Г.2 [2]);

$R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 36 = 16,2$  кН/см<sup>2</sup> – расчетное сопротивление угловых швов срезу по металлу границы сплавления (табл. 4 [2]);

$R_{un} = 36$  кН/см<sup>2</sup> – временное сопротивление стали С235 разрыву (табл. В.3 [2]);

$\gamma_c = 1,0$  – коэффициент условий работы (табл. 1 [2]).

Согласно п. 14.1.9 [2], катет углового шва должен быть не менее указанного в табл. 38 [2] для нахлесточного углового сварного шва при ручной дуговой сварке и толщиной соединяемых элементов  $t_{\text{наст}} = 8$  мм, принимаем  $k_f = 4$  мм.

### 1.3. Подбор сечения балки настила

Расчетная схема балки настила приведена на рис. 1.3. Материал балки настила – сталь С245 (табл. В5 [2], группа 2).

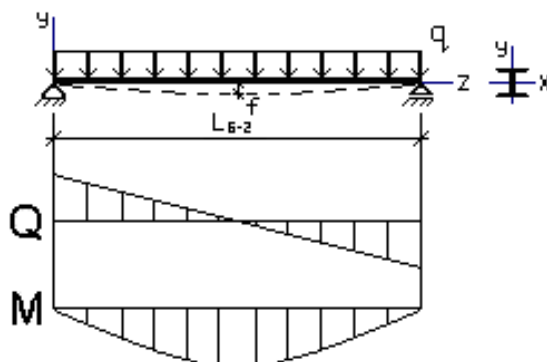


Рис. 1.3. Расчетная схема балки настила

Погонная нагрузка, действующая на балку настила:

– нормативная

$$q_n = (P^n + G_{\text{наст}}^n \cdot \psi_{l1}) L_n = (25 + 0,63 \cdot 1) \cdot 1 = 25,63 \text{ (кН/м)};$$

– расчетная

$$q = (P^n \cdot \gamma_{f1} + G_{\text{наст}}^n \cdot \psi_{l1} \cdot \gamma_{f2}) \cdot L_n \cdot \gamma_n = \\ = (25 \cdot 1,2 + 0,63 \cdot 1 \cdot 1,05) \cdot 1 \cdot 1 = 30,7 \text{ кН/м},$$

где  $\gamma_{f1} = 1,2$  (п. 8.2.2 [3]);

$\gamma_{f2} = 1,05$  – коэффициент надежности по нагрузке для собственного веса металлоконструкций (табл. 7.1 [3]);

$\psi_{l1}$  – коэффициент сочетаний (п. 6.3 [3]);

$\gamma_n = 1,0$  – коэффициент надежности по назначению (п. 7 статьи 16 [1]).

Максимальный изгибающий момент в балке:

$$M_{\text{max}} = \frac{qL^2}{8} = \frac{30,7 \cdot 6^2}{8} = 138,15 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Требуемый момент сопротивления сечения балки вычисляем с учетом развития пластических деформаций, согласно п. 8.2.3 [2]:

$$W_{\text{хмп}} \geq \frac{M_x}{c_x \beta R_y \gamma_c} = \frac{138,15 \cdot 100}{1,1 \cdot 1 \cdot 24 \cdot 1} = 523,3 \text{ см}^3,$$

где  $c_x = 1,1$  – коэффициент для расчета на прочность с учетом развития пластических деформаций при изгибе,

$\beta = 1$  – коэффициент, зависящий от уровня касательных напряжений в балке (значение коэффициентов принимаем предварительно);

$M_x$  – абсолютное значение изгибающего момента.

$R_y = 24$  кН/см – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести (табл. В.5 [2]);

$\gamma_c = 1,0$  – коэффициент условия работы (табл. 1 [2]).

По сортаменту [4] принимаем I35Б1, имеющий следующие характеристики:  $W_x = 581,7 \text{ см}^3$ ;  $I_x = 10060 \text{ см}^4$ ;  $G_{6-2}^n = 0,389$  кН/м;  $h = 346$  мм;  $b_f = 155$  мм;  $t_w = 6,2$  мм;  $t_f = 8,5$  мм;  $R = 18$  мм.

Нагрузка на балку настила с учетом ее собственного веса:

– нормативная

$$q^n = (P^n + G_{\text{наст}}^n \cdot \psi_{l1}) L_n + G_{\text{Б-2}}^n = (25 + 0,63 \cdot 1) \cdot 1 + 0,389 = 26,02 \text{ кН/м};$$

– расчетная

$$q = [P^n \cdot \gamma_{f1} + G_{\text{наст}}^n \cdot \gamma_{f2} \cdot \psi_{l1}] \cdot L_n + G_{\text{Б-2}}^n \cdot \gamma_{f2}] \cdot \gamma_n = [(25 \cdot 1,2 + 0,63 \cdot 1 \cdot 1,05) \cdot 1 + 0,389 \cdot 1,05] \cdot 1 = 31,07 \text{ кН/м}.$$

Уточненный максимальный изгибающий момент в балке:

$$M_{\text{max}} = \frac{qL^2}{8} = \frac{31,07 \cdot 6^2}{8} = 139,82 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

и максимальная поперечная сила:

$$Q_{\text{max}} = \frac{qL}{2} = \frac{31,07 \cdot 6}{2} = 93,21 \text{ кН}.$$

В расчетном сечении с  $M_x = M_{\text{max}}$  поперечная сила  $Q = 0$  (касательное напряжение в расчетном сечении  $m = 0$ ). Согласно п. 8.2.3 [2], при  $m < 0,5R_s$  коэффициент  $\beta = 1$ , а значение коэффициента  $c_x$  следует определять по табл. Е.1 [2], в зависимости от отношения площадей полки и стенки двутавра. Здесь  $R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 24 = 13,92$  кН/см – расчетное сопротивление стали сдвигу (табл. 2 [2]);

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{b_f t_f}{(h - 2t_f - 2R)t_w} = \frac{15,5 \cdot 0,85}{(34,6 - 2 \cdot 0,85 - 2 \cdot 1,8) \cdot 0,62} = 0,725 \text{ – отношение полки}$$

к площади стенки балки настила, откуда  $c_x = 1,097$ . Согласно примечанию 2 табл. Е.1 [2], значение  $c_x$  не должно быть больше  $1,15\gamma_f$ , где  $\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке, определяемый как отношение расчетного значения нагрузки к нормативному:

$1,15\gamma_f = 1,15 \cdot \frac{q}{q^n} = 1,15 \cdot \frac{31,07}{26,02} = 1,194 > 1,097$ , поэтому оставляем  $c_x$  без изменения.

### **Проверки подобранного сечения**

Проверяем подобранное сечение на прочность по формуле (50) [2]:

$$\frac{M_x}{c_x \beta W_x R_y \gamma_c} \leq 1;$$

$$\frac{139,82 \cdot 100}{1,097 \cdot 1 \cdot 581,7 \cdot 24 \cdot 1} = 0,91 < 1 - \text{условие выполняется.}$$

Прочность в опорном сечении балки проверяем по формуле (54) [2]:

$$\frac{Q_{max}}{A_w R_s \gamma_c} \leq 1;$$

$$A_w = (h - 2t_f - 2R)t_w = (34,6 - 2 \cdot 0,85 - 2 \cdot 1,8) \cdot 0,62 = 18,166;$$

$$\frac{93,21}{18,166 \cdot 13,92 \cdot 1} = 0,37 < 1 - \text{условие выполняется.}$$

Проверка подобранного сечения на жесткость:

– относительный прогиб балки настила

$$\frac{f}{L} = \frac{5q^n L^3}{384EI_x} \leq \left[ \frac{f}{L} \right],$$

где  $\left[ \frac{f}{L} \right] = \frac{1}{200}$  – предельно допустимый относительный прогиб балки настила, определяемый по табл. Д.1 [3] с учетом примечания 2 данной таблицы;

$$\frac{f}{L} = \frac{5 \cdot 0,2602 \cdot 600^3}{384 \cdot 20600 \cdot 10060} = \frac{1}{283} < \frac{1}{200} - \text{условие выполняется.}$$

Так как нагрузка на балку настила передается через стальной настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и надежно с ним связанный, то, согласно п. 8.4.4, а) [2], устойчивость балки настила проверять не требуется.

## **1.4. Подбор сечения главной балки**

Расчетная схема главной балки приведена на рис. 1.4. Материал главной балки – сталь С255 (табл. В.3 [2]), так как в учебных целях она рассчитывается в упругой стадии как конструкция первой группы, в соответствии с прил. В [2].

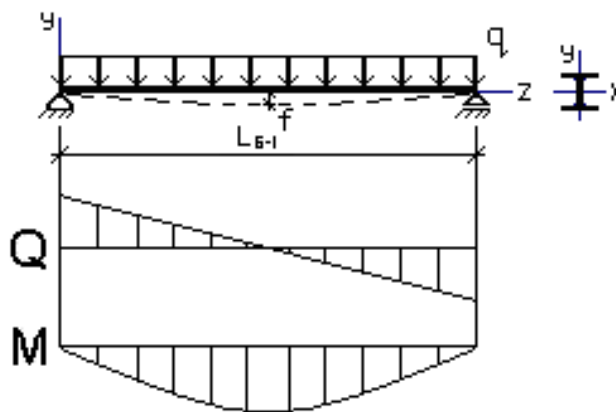


Рис. 1.4. Расчетная схема главной балки

Эквивалентная погонная нагрузка на главную балку:

– нормативная

$$q^n = \left[ (P^n + G_{\text{наст}}^n) L_{\text{Б-2}} + G_{\text{Б-2}}^n \frac{L_{\text{Б-2}}}{L_{\text{н}}} \right] \cdot 1,05 =$$

$$= \left[ (25 + 0,63) \cdot 6 + 0,389 \cdot \frac{6}{1} \right] \cdot 1,05 = 163,92 \text{ кН/м};$$

– расчетная

$$q = \left[ (P^n \gamma_{f1} + G_{\text{наст}}^n \gamma_{f2}) L_{\text{Б-2}} + G_{\text{Б-2}}^n \gamma_{f2} \frac{L_{\text{Б-2}}}{L_{\text{н}}} \right] \gamma_n \cdot 1,05 =$$

$$= \left[ (25 \cdot 1,2 + 0,63 \cdot 1,05) \cdot 6 + 0,389 \cdot 1,05 \cdot \frac{6}{1} \right] \cdot 1 \cdot 1,05$$

$$= 195,75 \text{ кН/м},$$

где  $\gamma_{f1}=1,2$  (п. 8.2.2 [3]);

$\gamma_{f2}=1,05$  (табл. 7.1 [3]);

$\gamma_n=1,0$  (п. 7 статьи 16 [1]).

Собственный вес главной балки учитываем увеличением нагрузки на 5 %.

Максимальный изгибающий момент в балке:

$$M_x = \frac{qL^2}{8} = \frac{195,75 \cdot 9^2}{8} = 1981,97 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

и максимальная поперечная сила:

$$Q_{\text{max}} = \frac{qL}{2} = \frac{195,75 \cdot 9}{2} = 880,88 \text{ кН}.$$

Требуемый момент сопротивления сечения балки вычисляем, согласно формуле (41) [2]:

$$W_{xmp} \geq \frac{M_{max}}{R_y \gamma_c} = \frac{198197}{23 \cdot 1} = 8617,3 \text{ см}^3,$$

где  $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$  при толщине проката от 4 до 20 мм (табл. В.3 [2]);

$R_y = 23 \text{ кН/см}^2$  при толщине проката свыше 20 мм (табл. В.3 [2]);

$\gamma_c = 1$  (табл. 1 [2]).

Проектируем главную балку сварной составной. Компоновку составного сечения начинаем с назначения высоты балки.

Высота балки из условия жесткости:

$$h_{min} = \frac{5R_y L}{24E} \left[ \frac{L}{f} \right] \frac{q^n}{q} \gamma_n = \frac{5 \cdot 23 \cdot 900}{24 \cdot 20600} \cdot 207 \cdot \frac{163,92}{195,75} \cdot 1 = 36,3 \text{ см},$$

где  $\left[ \frac{f}{L} \right] = \frac{1}{207}$  – предельно допустимый относительный прогиб главной балки, определяемый по табл. Д.1 [3] с учетом примечания 2 данной таблицы.

Высота балки из условия минимального расхода стали:

$$h_{opt} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{W_{xтр}}{t_w}} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{8617,3}{1}} = 106,7 \text{ см}.$$

В последней формуле толщина стенки принята из условия прочности стенки при ее работе на срез:

$$t_{wmin} = 1,5 \cdot \frac{Q_{max}}{h R_s \gamma_c} = 1,5 \cdot \frac{880,88}{90 \cdot 13,92 \cdot 1} = 0,703 \text{ см},$$

где  $R_s = 0,58 R_y = 0,58 \cdot 24 = 13,92 \text{ кН/см}^2$  (табл. 2 [2]);  $\gamma_c = 1,0$  (табл. 1 [2]),

а высота балки назначается предварительно как  $h = \frac{L}{10} = \frac{900}{10} = 90$ , и по

эмпирической формуле вычисляем толщину стенки  $t_w = 7 + \frac{3h}{1000} =$

$= 7 + \frac{3 \cdot 900}{1000} = 9,7 \text{ мм}$  (принимаем  $t_w = 10 \text{ мм}$  – ближайшую толщину

стального листа по сортаменту). Условие коррозионной стойкости  $t_w \geq 6 \text{ мм}$  выполняется.

Поскольку размеры полок пока неизвестны, полученные выше высоты используем для назначения высоты стенки балки не менее  $h_{min}$  и по возможности близкой к  $h_{opt}$  из условий:  $h_w \approx h \geq h_{min} = 36,3 \text{ см}$  и  $h_w \approx h \cong h_{opt} = 106,7 \text{ см}$  и принимаем равной 105 см (кратно 50 мм).

Для определения ширины полки вычисляем требуемый момент инерции сечения относительно оси  $x$ :

$$I_x = W_{xтр} \cdot \frac{\max(h_{min}; h_{opt})}{2} = 8617,3 \cdot \frac{106,7}{2} = 485153,99 \text{ см}^4;$$

$$I_{wx} = \frac{t_w h_w^3}{12} = \frac{1,0 \cdot 105^3}{12} = 96468,75 \text{ см}^4 - \text{момент инерции стенки};$$

$$I_{fx} = I_x - I_{wx} = 485153,99 - 96468,75 = \\ = 388685,24 \text{ см}^4 - \text{требуемый момент инерции полки};$$

$$A_f = \frac{I_{fx}}{2 \left(\frac{h}{2}\right)^2} = \frac{388685,24}{2 \cdot \left(\frac{106,7}{2}\right)^2} = 61,31 \text{ см}^2 - \text{требуемая ориентировочная}$$

площадь сечения полки.

Согласно п. 8.5.18 [2], устойчивость сжатых поясов балок двутаврового сечения 1-го класса следует считать обеспеченной, если условная гибкость свеса пояса  $\bar{\lambda}_f = (b_{ef}/t_f) \sqrt{R_{yf}/E}$  не превосходит предельного значения, определяемого по формуле (97) [2]  $\bar{\lambda}_{uf} = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{R_{yf}}{\sigma_c}}$ . Поскольку напряжение в сжатом поясе  $\sigma_c$  пока неизвестно, для предварительных расчетов принимаем его равным  $R_{yf}$ , тогда  $\bar{\lambda}_{uf} = 0,5$ . Приравняв две гибкости и выполнив несложные преобразования, получим с учетом того, что свес полки  $b_{ef} \approx b_f/2$ :

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_f}{2t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \cdot \frac{t_f}{t_f} = \frac{A_f}{2t_f^2} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \bar{\lambda}_{uf} = \frac{1}{2}.$$

Из последнего равенства имеем:

$$t_f = \sqrt{A_f \sqrt{\frac{R_y}{E}}} = \sqrt{61,31 \sqrt{\frac{23}{20600}}} = 1,43 \text{ см}.$$

Принимаем толщину полки  $t_f = 2$  см. Последний размер должен находиться в пределах от одной до трех толщин стенки балки для исключения необходимости выполнения неравнократного сварного шва, соединяющего полку со стенкой. Требуемая ширина полки:

$$b_f = \frac{A_f}{t_f} = \frac{61,31}{2} = 30,66 \text{ см}.$$

По сортаменту широкополосной стали (ГОСТ 82-70\*) принимаем ширину полки  $b_f = 28$  см и корректируем толщину полки –  $t_f \geq \frac{A_f}{b_f} = \frac{61,31}{28} = 2,19$  см, тогда  $t_f = 2,5$  см. Полная высота балки составит  $h = h_w + 2t_f = 105 + 2 \cdot 2,5 = 110,0$  см.

Из опыта проектирования рекомендуется, чтобы

$$b_f = 28 \leq \frac{h}{3} = \frac{110}{3} = 36,67 \text{ см} - \text{условие соблюдается.}$$

Геометрические размеры сечения главной балки показаны на рис. 1.5.

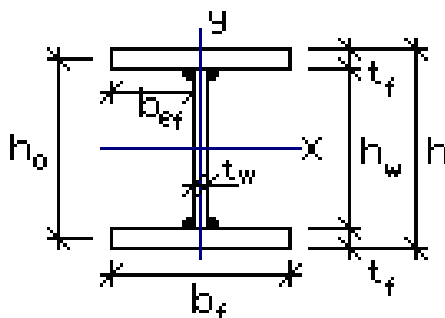


Рис. 1.5. Поперечное сечение балки

### **Проверки подобранного сечения**

Вычисляем фактические геометрические характеристики сечения балки:

$$I_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2 \left( \frac{b_f t_f^3}{12} + b_f t_f \left( \frac{h_0}{2} \right)^2 \right) = \frac{1,0 \cdot 105^3}{12} + 2 \left( \frac{28 \cdot 2,5^3}{12} + 28 \cdot 2,5 \cdot \left( \frac{107,5}{2} \right)^2 \right) =$$

$$= +491363,54 \text{ см}^4 - \text{момент инерции сечения};$$

$$S_x = b_f t_f \frac{h_0}{2} + \frac{t_w h_w^2}{8} = 28 \cdot 2,5 \frac{107,5}{2} + \frac{1,0 \cdot 105^2}{8} =$$

$$= 5002,81 \text{ см}^3 - \text{статический момент половины сечения};$$

$$W_x = \frac{2I_x}{h} = \frac{2 \cdot 491363,54}{110} = 8933,88 \text{ см}^3 - \text{момент сопротивления сечения.}$$

Согласно п. 8.5.18 [2], проверяем ширину поясных листов из условия их местной устойчивости. Находим предельное значение условной гибкости свеса пояса по формуле (97) [2], для чего вычисляем напряжение в сжатом поясе балки:

$$\sigma_c = \frac{M_{max}}{W_x \gamma_c} = \frac{198197}{8933,88 \cdot 1} = 22,18 \text{ кН/см}^2.$$

Предельное значение условной гибкости свеса пояса балки:

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{R_{yf}}{\sigma_c}} = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{23}{22,18}} = 0,51.$$

Фактическая условная гибкость сжатого пояса:

$$\begin{aligned} \bar{\lambda}_f &= \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}} = \frac{13,5}{2,5} \sqrt{\frac{23}{20600}} = 0,19 < \bar{\lambda}_{uf} = \\ &= 0,51 - \text{устойчивость пояса обеспечена, причем} \\ b_{ef} &= \frac{b_f - t_w}{2} = \frac{28 - 1,0}{2} = 13,5 \text{ см} - \text{свес полки балки.} \end{aligned}$$

Прочность балки по нормальным напряжениям проверяем по формуле (41) [2]:

$$\begin{aligned} \frac{M_{max}}{W_{n,min} R_y \gamma_c} &\leq 1; \\ \frac{M_{max}}{W_x R_y \gamma_c} &= \frac{198197}{8933,88 \cdot 23 \cdot 1} = 0,97 < 1 - \text{условие выполняется.} \end{aligned}$$

Проверяем подобранное сечение балки на прочность при действии в сечении поперечной силы по формуле (42) [2]:

$$\begin{aligned} \frac{Q_{max} S_x}{I_x t_w R_s \gamma_c} &\leq 1; \\ \frac{Q_{max} S_x}{I_x t_w R_s \gamma_c} &= \frac{880,88 \cdot 5002,81}{491363,54 \cdot 1,0 \cdot 13,34 \cdot 1} = 0,75 < 1 \\ &- \text{условие выполняется,} \end{aligned}$$

где  $R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 23 = 13,34 \text{ кН/см}^2$  (табл. 2 [2]).

Согласно п. 8.4.4 [2], определяем необходимость проверки общей устойчивости главной балки:

$$\bar{\lambda}_b \leq \bar{\lambda}_{ub},$$

при условии:

$$1 \leq \frac{h}{b} \leq 6 \text{ и } 15 \leq \frac{b}{t_f} \leq 35; 1 \leq \frac{107,5}{28} = 3,8 \leq 6 \text{ и } \frac{28}{2,5} = 11,2 \leq 35,$$

где  $\bar{\lambda}_b = \left( \frac{l_{ef}}{b} \right) \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}}$  – условная гибкость сжатого пояса балки;

$\bar{\lambda}_{ub} = 0,41 + 0,0032 \frac{b}{t} + \left( 0,73 - 0,016 \frac{b}{t} \right) \frac{b}{h}$  – предельное значение условной гибкости сжатого пояса балки (табл. 11 [6]);

$l_{ef} = 100$  см – расчетная длина балки (шаг балок настила);  
 $b = 28$  см – ширина сжатого пояса главной балки;  
 $t = 2,5$  см – толщина сжатого пояса главной балки;  
 $h = 107,5$  см – расстояние между осями поясных листов главной балки.

Так как  $b/t = 28/2,5 = 11,2 < 15$ , то принимаем  $b/t = 15$ ;

$$\bar{\lambda}_b = \left(\frac{100}{28}\right) \sqrt{\frac{23}{20600}} \leq \bar{\lambda}_{ub} =$$

$$= 0,41 + 0,0032 \cdot 15 + (0,73 - 0,016 \cdot 15) \frac{28}{107,5};$$

$0,12 < 0,58$  – общую устойчивость главной балки проверять не требуется.

Если условия не выполняются, то общую устойчивость главной балки проверяем согласно п. 8.4.1 [2].

Условная гибкость стенки главной балки:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{105}{1,0} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 3,98,$$

где  $h_{ef} = h_w = 105$  см (п. 7.3.1 [2]).

Так как  $\bar{\lambda}_w > 3,2$ , то, согласно п. 8.5.9 [2], стенку балки укрепляем поперечными ребрами жесткости. Расстояние между основными поперечными ребрами не должно превышать  $2h_w = 2 \cdot 105 = 210$  см. Принимаем шаг ребер (рис. 1.6)  $a = 200$  см (увязываем расположение ребер с шагом балок настила).

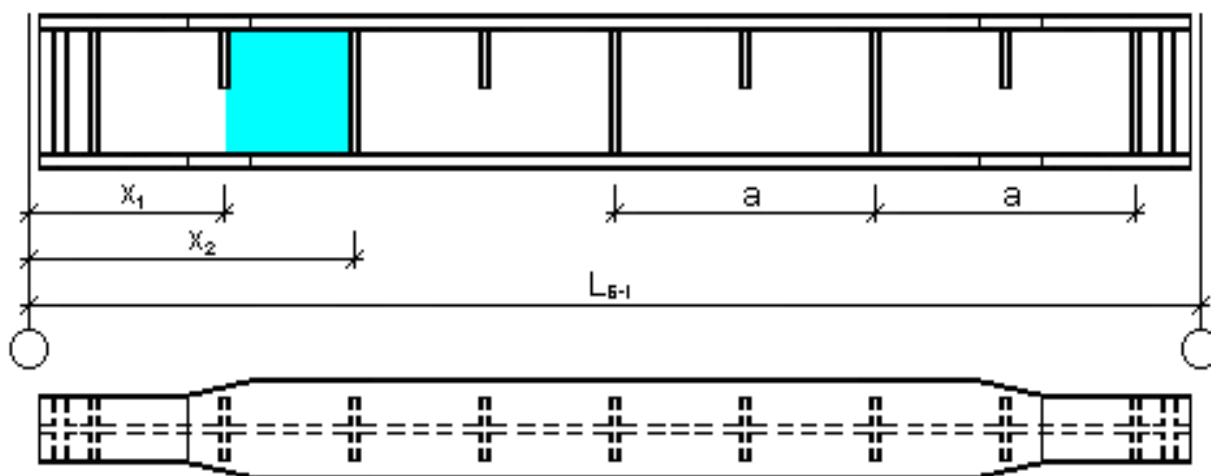


Рис. 1.6. Главная балка

Ширина выступающей части ребра должна быть:

$$b_h \geq \frac{h_w}{30} + 25 = \frac{1050}{30} + 25 = 60 \text{ мм.}$$

Принимаем  $b_h = 80$  мм (из условия размещения болтов).

Толщину ребра принимаем  $t_s = 6$  мм, так как

$$t_s \geq 2b_h \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 80 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 5,5 \text{ мм.}$$

Согласно п. 8.2.1 [2], при одновременном действии в стенке балки, рассчитываемой по формуле (41) [2], момента и поперечной силы должны выполняться условия (44) [2]:

$$\frac{0,87}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1; \quad \frac{\tau_{xy}}{R_s \gamma_c} \leq 1,$$

где  $\sigma_x = \frac{M}{I_x} y$  – нормальное напряжение в срединной плоскости стенки, параллельное продольной оси балки;

$\sigma_y = 0$  – нормальное напряжение в срединной плоскости стенки, перпендикулярное оси балки, в том числе  $\sigma_{loc} = 0$  (так как в местах опирания вспомогательных балок установлены поперечные ребра жесткости, то  $\sigma_{loc}$  не учитываем), определяемое по формуле (47) [2];

$\tau_{xy} = \frac{Q S_f}{I_x t_w}$  – касательное напряжение в стенке балки.

В учебных целях проверим только один отсек главной балки.

Так как длина отсека  $a = 200$  см больше его высоты  $h_w = 105$  см, то при вычислении средних напряжений  $\sigma_x$  и  $\tau_{xy}$  в отсеке принимаем расчетный участок длиной, равной высоте отсека (п. 8.5.2 [2]), т. е.  $a' = h_w = 105$  см.

Изгибающие моменты на расчетном участке отсека:

$$M_1 = \frac{qx_1}{2} (L - x_1) = \frac{195,75 \cdot 1,45}{2} \cdot (9 - 1,45) = 1071,49 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_2 = \frac{qx_2}{2} (L - x_2) = \frac{195,75 \cdot 2,5}{2} \cdot (9 - 2,5) = 1590,47 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

и поперечные силы на расчетном участке отсека:

$$Q_1 = \frac{q}{2} (L - x_1) = \frac{195,75}{2} \cdot (9 - 1,45) = 597,1 \text{ кН};$$

$$Q_2 = \frac{q}{2}(L - x_2) = \frac{195,75}{2} \cdot (9 - 2,5) = 391,5 \text{ кН},$$

где  $x_1 = x_2 - h_w = 250 - 105 = 145$  см – расстояние от опоры до начала расчетного участка;

$x_2 = 250$  см – расстояние от опоры до конца расчетного участка.

Среднее значение момента на расчетном участке отсека:

$$M = \frac{M_1 + M_2}{2} = \frac{1071,49 + 1590,47}{2} = 1330,98 \text{ кН} \cdot \text{м} = 133098 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Средняя поперечная сила на расчетном участке отсека:

$$Q = \frac{Q_1 + Q_2}{2} = \frac{597,1 + 391,5}{2} = 494,3 \text{ кН}.$$

Нормальное напряжение в стенке в центре расчетного участка по формуле (78) [2]:

$$\sigma = \frac{M}{I_x} y = \frac{133098}{491363,54} 52,5 = 14,22 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2},$$

где  $y = \frac{h_w}{2} = \frac{105}{2} = 52,5$  см.

Касательное напряжение в стенке посередине расчетного участка:

$$\tau_{xy} = \frac{QS_f}{I_x t_w} = \frac{494,3 \cdot 3762,5}{491363,54 \cdot 1,0} = 4,21 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2},$$

где  $S_f = \frac{b_f t_f h_0}{2} = \frac{28 \cdot 2,5 \cdot 107,5}{2} = 3762,5 \text{ см}^3$  – статический момент пояса балки относительно нейтральной оси;

$$\frac{0,87}{23 \cdot 1} \sqrt{14,22^2 + 3 \cdot 4,21^2} = 0,61 < 1 - \text{условие выполняется};$$

$$\frac{4,21}{13,34 \cdot 1} = 0,32 < 1 - \text{условие выполняется}.$$

Так как  $\bar{\lambda}_w > 3,5$ , то, согласно п. 8.5.1 [2], требуется проверять устойчивость стенки балки (п. 8.5.3, формула (80) [2]):

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} / \gamma_c \leq 1,$$

при условии  $\bar{\lambda}_w = 3,98 < 6 \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_x}} = 6 \sqrt{\frac{24}{14,22}} = 7,79$  устойчивость стенки по формуле (80) [2] проверять можно.

Критическое значение нормального напряжения определяем по формуле (81) [2]  $\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\bar{\lambda}_w^2}$ , где коэффициент  $c_{cr}$  для рассматриваемого случая находится по п. 8.5.4 [2]. При этом предварительно находим по СП 16.13330.2017 [2]:

– коэффициент  $\beta$  по таблице 13:  $\beta = 0,8$ ;

– коэффициент  $\delta$  по формуле (84):  $\delta = \beta \frac{b_f}{h_{ef}} \left( \frac{t_f}{t_w} \right)^3 = 0,8 \frac{28}{105} \left( \frac{2,5}{1,0} \right)^3 = 4,57$ ,

где  $b_f = 28$  см – ширина сжатого пояса балки;  $t_f = 2,5$  см – толщина сжатого пояса балки;  $t_w = 1,0$  см – толщина стенки балки;

$h_{ef} = h_w = 105$  см – высота стенки балки;

– коэффициент  $c_{cr}$  по табл. 12:  $c_{cr} = 34,65$ .

Таким образом,

$$\sigma_{cr} = \frac{31,6 \cdot 24}{3,98^2} = 52,51 \text{ кН/см}^2.$$

Критическое значение касательного напряжения определяем по формуле (83) [2]:

$$\tau_{cr} = 10,3 \left( 1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_d^2},$$

где  $\mu = \frac{a}{h_w} = \frac{200}{105} = 1,91$  – отношение большей стороны отсека стенки к меньшей;

$\bar{\lambda}_d = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{105}{1,0} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 3,98$ , причем  $d = 105$  см – меньшая из сторон отсека стенки.

В итоге получаем:

$$\tau_{cr} = 10,3 \left( 1 + \frac{0,76}{1,91^2} \right) \frac{0,58 \cdot 24}{3,98^2} = 10,94 \text{ кН/см}^2.$$

Подставляя все полученные значения в формулу (80) [2], имеем:

$$\sqrt{\left( \frac{14,22}{52,51} \right)^2 + \left( \frac{5,23}{10,94} \right)^2} / 1 = 0,55 \leq 1 - \text{условие выполняется.}$$

Если условие не выполняется, то стенку балки следует укреплять ребрами жесткости, согласно п. 8.5.11 [2].

При равномерно распределенной нагрузке сечение разрезной составной балки можно уменьшить в местах снижения изгибающих моментов (на расстоянии  $1/6$  пролета балки от опоры). Изменяем ширину пояса главной балки, назначив стык на расстоянии  $x' = (900/6) - 15 = 135$  см

от опоры (так как ребро жесткости попадает на стык пояса, то смещаем его на 15 см). Уменьшенная ширина поясов должна составлять:  $b'_f \geq 0,5b_f$ ;  $b'_f \geq 0,1h$  и  $b'_f \geq 180$  мм.

Изгибающий момент и поперечная сила в месте изменения сечения:

$$M'_x = \frac{qx'}{2}(L_{Б-1} - x') = \frac{195,75 \cdot 1,35}{2}(9 - 1,35) = 1010,81 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q'_x = \frac{q}{2}(L_{Б-1} - x') = \frac{195,75}{2}(9 - 1,35) = 616,62 \text{ кН}.$$

Требуемый момент сопротивления сечения:

$$W'_{x_{тр}} \geq \frac{M'_x}{R_{wy}\gamma_c} = \frac{101081}{19,55 \cdot 1} = 5170,38 \text{ см}^3,$$

где  $R_{wy} = 0,85R_y = 0,85 \cdot 23 = 19,55 \text{ кН/см}^2$  – расчетное сопротивление стыковых сварных соединений сжатию и растяжению по пределу текучести (табл. 4 [2]).

Требуемый момент инерции балки в измененном сечении:

$$I'_{x_{тр}} = \frac{W'_{x_{тр}}}{2}h = \frac{5170,38}{2} \cdot 110 = 284370,9 \text{ см}^4.$$

Момент инерции стенки:

$$I'_w = \frac{t_w h_w^3}{12} = \frac{1,0 \cdot 105^3}{12} = 86821,87 \text{ см}^4.$$

Момент инерции, приходящийся на поясные листы:

$$I'_f = I'_{x_{тр}} - I'_w = 284370,9 - 86821,87 = 197549,03 \text{ см}^4.$$

Требуемая площадь поясных листов:

$$A'_{f_{тр}} = \frac{6I'_f}{t_f^2 + 3h_0^2} = \frac{6 \cdot 197549,03}{2,5^2 + 3 \cdot 107,5^2} = 34,18 \text{ см}^2.$$

Ширина пояса  $b'_f = \frac{A'_f}{t_f} = \frac{34,18}{2,5} = 13,67 \text{ см}$ . Принимаем  $b'_f = 18 \text{ см}$ .

Проверяем прочность по приведенным напряжениям в месте соединения полки и стенки балки по формуле (44) [2]:

$$\frac{0,87}{R_y\gamma_c} \sqrt{\sigma_x'^2 + 3\tau_{xy}'^2} < 1; \quad \frac{\tau_{xy}'}{R_s\gamma_c} \leq 1,$$

где  $\sigma'_x = \frac{M'_x h_w}{W'_x h} = \frac{101081 \cdot 105}{6306,9 \cdot 110} = 15,3 \text{ кН/см}^2$ ;

$$W'_x = \frac{2I'_x}{h} = \frac{2 \cdot 346884,37}{110} = 6306,9 \text{ см}^3;$$

$$I'_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + \frac{b'_f t_f^3}{6} + b'_f t_f \frac{h_0^2}{2} = \frac{1,0 \cdot 105^3}{12} + \frac{18 \cdot 2,5^3}{6} + 18 \cdot 2,5 \cdot \frac{107,5^2}{2} = 346884,37 \text{ см}^4;$$

$$S'_f = b'_f t_f \frac{h_0}{2} = 18 \cdot 2,5 \frac{107,5}{2} = 2418,75 \text{ см}^4;$$

$$\tau'_{xy} = \frac{Q'_x S'_f}{I'_x t_w} = \frac{616,62 \cdot 2418,75}{346884,37 \cdot 1,0} = 4,78 \text{ кН/см}^2.$$

Тогда:

$$\frac{0,87}{23 \cdot 1} \sqrt{15,3^2 + 3 \cdot 4,78^2} = 0,66 < 1 - \text{условие выполняется};$$

$$\frac{4,78}{(13,34 \cdot 1)} = 0,36 < 1 - \text{условие выполняется}.$$

Согласно п. 8.4.1 и с учетом положений п. 8.4.4, б [2], проверяем устойчивость главной балки измененного сечения. В учебных целях эта проверка выполняется только в месте изменения ширины полки, хотя при реальном проектировании ее также необходимо производить для сечения с максимальным изгибающим моментом.

Предварительно проверяем применимость формулы (73) [2]:

$$1 \leq \frac{h}{b} \leq 6 \text{ и } 15 \leq \frac{b}{t_f} \leq 35; 1 \leq \frac{107,5}{18} = 5,97 \leq 6 \text{ и } \frac{18}{2,5} = 7,2 \leq 35.$$

Так как  $b/t_f = 18/2,5 = 7,2 < 15$ , то принимаем  $b/t = 15$ .

Условная гибкость измененного сечения пояса должна подчиняться следующему неравенству:

$$\bar{\lambda}_b \leq \bar{\lambda}_{ub},$$

$$\text{где } \bar{\lambda}_b = \left( \frac{l_{ef}}{b} \right) \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}} = \left( \frac{100}{18} \right) \sqrt{\frac{23}{20600}} = 0,19;$$

$$\bar{\lambda}_{ub} = 0,41 + 0,0032 \frac{b}{t} + \left( 0,73 - 0,016 \frac{b}{t} \right) \frac{b}{h} =$$

$$= 0,41 + 0,0032 \cdot 15 + (0,73 - 0,016 \cdot 15) \frac{18}{107,5} = 0,54,$$

$l_{ef} = 100$  см – расчетная длина балки (шаг балок настила);

$b = 18$  см – ширина сжатого пояса главной балки;

$t = 2,5$  см – толщина сжатого пояса главной балки;

$h = 107,5$  см – расстояние между осями поясных листов главной балки;

$0,19 < 0,54$  – условие выполняется.

Устойчивость главной балки в измененном сечении обеспечивается.

Несмотря на то, что размеры главной балки назначались с учетом  $h_{min}$  и прогиб балки можно было бы не проверять, выполним далее этот расчет, применив формулу для определения вертикальных перемещений балки с измененным сечением (5.104) [9]:

$$f = \frac{q^n L_{B-1}^4}{54 \cdot 384} \cdot \left( \frac{13}{EI'_x} + \frac{257}{EI_x} \right) =$$

$$= \frac{163,92 \cdot 900^4}{54 \cdot 384 \cdot 100} \cdot \left( \frac{13}{20600 \cdot 346884,37} + \frac{257}{20600 \cdot 491363,54} \right) = 1,42 \text{ см};$$

$$\frac{f}{L_{B-1}} = \frac{1,42}{900} = \frac{1}{633,8} < \frac{1}{207} - \text{условие выполняется.}$$

Сварные швы, соединяющие стенку и пояса составной двутавровой балки, рассчитываем согласно п. 14.4.1 [2].

Сдвигающее усилие  $T$  (табл. 43 [2]), приходящееся на 1 см длины балки:

$$T = \frac{Q_{max} S'_f}{I'_x} = \frac{880,88 \cdot 2418,75}{346884,37} = 6,15 \text{ кН/см.}$$

Сварные швы выполняем автоматической сваркой в лодочку сварочной проволокой  $C_6 - 08Г2С$  (табл. Г.1 [2]) диаметром  $d = 4$  мм. Катет шва, прикрепляющего пояса главной балки со стенкой, определяем согласно требованиям табл. 43 [2]:

– по металлу шва

$$k_f \geq \frac{T}{n\beta_f l_w R_{wf} \gamma_c} = \frac{6,15}{2 \cdot 1,1 \cdot 1 \cdot 21,5 \cdot 1} = 0,13 \text{ см,}$$

– по металлу границы сплавления

$$k_f \geq \frac{T}{n\beta_z l_w R_{wz} \gamma_c} = \frac{4,10}{2 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 16,65 \cdot 1} = 0,16 \text{ см,}$$

где  $n = 2$  – количество сварных швов;

$l_w = 1$  см – расчетная длина шва;

$\beta_f = 1,1$ ,  $\beta_z = 1,15$  (табл. 39 [2]);

$R_{wf} = 21,5 \text{ кН/см}^2$  (табл. Г.2 [2]);

$R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65 \text{ кН/см}^2$  (табл. 4 [2]);

$R_{un} = 37 \text{ кН/см}^2$  (табл. В.5 [2]);

$\gamma_c = 1,0$  (табл. 1 [2]).

Согласно п. 14.1.7 [2], принимаем  $k_f = 10$  мм (табл. 38 [2], как для таврового соединения с двухсторонними угловыми швами автоматической сваркой для стали с пределом текучести до  $285 \text{ Н/мм}^2$  и толщиной поясного листа 25 мм).

## 1.5. Сопряжения балок

Сопряжение балок выполняем в одном уровне (рис. 1.7). Балки настила крепим к поперечным ребрам жесткости главной балки на болтах диаметром  $d = 16$  мм, нормальной точности В, класса прочности 5.6.

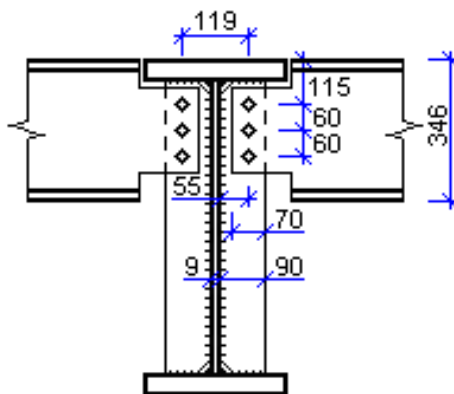


Рис. 1.7. Крепление балок настила к главной балке

Согласно п. 14.2.9 [2], расчетное усилие  $N_b$ , которое может быть воспринято одним болтом:

– из условия среза

$$N_b = R_{bs} A_b n_s \gamma_b \gamma_c = 21 \cdot 2,01 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 1 = 37,9 \text{ кН};$$

– из условия смятия

$$N_{bp} = R_{bp} d_b \sum t \gamma_b \gamma_c = 48,5 \cdot 1,6 \cdot 0,6 \cdot 0,9 \cdot 1 = 41,9 \text{ кН},$$

где  $R_{bs} = 21 \text{ кН/см}^2$  – расчетное сопротивление срезу болтов (табл. Г.5 [2]);

$\gamma_b = 0,9$  – коэффициент условий работы болтового соединения (табл. 41 [2]);

$d_b = 1,6 \text{ см}$  – наружный диаметр стержня болта;

$A_b = 2,01 \text{ см}^2$  – площадь сечения болта брутто (табл. Г.9 [2]);

$n_s = 1$  – число расчетных срезов одного болта;

$R_{bp} = 48,5 \text{ кН/см}^2$  – расчетное сопротивление смятию болтовых соединений (табл. Г.6 [2]);

$\gamma_c = 1$  (табл. 1 [2]);

$\sum t = 0,6 \text{ см}$  – наименьшая суммарная толщина элементов, сминаемых в одном направлении.

Количество болтов в соединении определяем согласно п. 14.2.10 [2]:

$$n \geq \frac{N}{N_{b,min}} = \frac{111,96}{37,9} = 2,9,$$

где  $N = 1,2Q_{max} = 1,2 \cdot 93,3 = 111,96$  кН – продольное усилие в соединении;

1,2 – коэффициент, учитывающий возможность неравномерного вовлечения болтов в работу;

$Q_{max} = 93,3$  кН – опорная реакция балки настила;

$N_{b,min} = 37,9$  кН – меньшее из значений расчетного усилия одного болта, вычисленных согласно требованиям п. 14.2.9 [2].

Принимаем три болта, которые размещаем в соответствии с п. 14.2.2 [2].

## 1.6. Расчет колонны

Расчетная схема центрально-сжатой колонны приведена на рис. 1.8. Материал колонны – сталь С245 (табл. В.1 [2]).

Расчетная нагрузка на колонну:

$$N = 2Q_{max} = 2 \cdot 880,88 = 1761,76 \text{ кН},$$

где  $Q_{max} = 880,88$  кН – опорная реакция главной балки.

В соответствии с условиями закрепления концов колонны находим расчетную длину стержня:

$$l_{ef,x} = \mu_x H = 1 \cdot 500 = 500 \text{ см};$$

$$l_{ef,y} = \mu_y H = 1 \cdot 500 = 500 \text{ см},$$

где  $\mu_x=1,0$ ;  $\mu_y=1,0$  – коэффициенты расчет-

ной длины колонны постоянного сечения (табл. 30 [2]).

Из опыта проектирования подобных конструкций (например, [7], с. 116) задаемся условной гибкостью колонны  $\bar{\lambda}_x = 2,7$  и по табл. Д.1 [2] для типа сечения «b», согласно табл. 7 [2], определяем коэффициент продольного изгиба  $\varphi_x = 0,703$ .

Требуемую площадь сечения вычисляем, согласно п. 7.1.3 [2]:

$$A_{тр} \geq \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{1761,76}{0,703 \cdot 24 \cdot 1} = 104,42 \text{ см}^2,$$

где  $R_y = 24$  кН/см<sup>2</sup> (табл. В.5 [2]);  $\gamma_c = 1,0$  (табл. 1 [2]).

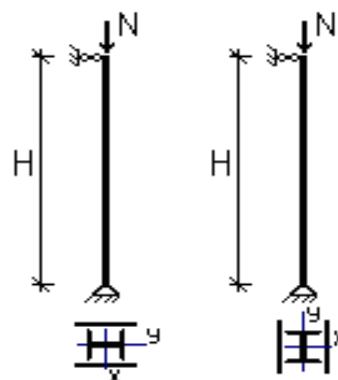


Рис. 1.8. Расчетная схема колонны

По сортаменту [4] принимаем I26K3, имеющий следующие характеристики:  $A = 105,9 \text{ см}^2$ ;  $h_I = 26,2 \text{ см}$ ;  $i_x = 11,32 \text{ см}$ ;  $i_y = 6,55 \text{ см}$ ;  $b_f = 26 \text{ см}$ ;  $t_f = 1,55 \text{ см}$ ;  $t_w = 1,0 \text{ см}$ ;  $G_k^n = 0,831 \text{ кН/м}$ .

Гибкость колонны:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{500}{11,32} = 44,2 < [\lambda] = 133,2; \lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{500}{6,55} = 76,3 < [\lambda] = 122,4,$$

где  $[\lambda_x] = 180 - 60\alpha_x = 180 - 60 \cdot 0,78 = 133,2$  – предельная гибкость для сжатого элемента по оси  $x$  (табл. 32 [2]);

$[\lambda_y] = 180 - 60\alpha_y = 180 - 60 \cdot 0,96 = 122,4$  – предельная гибкость для сжатого элемента по оси  $y$  (табл. 32 [2]);

$$\alpha_x = \frac{N}{\varphi_x A R_y \gamma_c} = \frac{1761,76}{0,893 \cdot 105,9 \cdot 24 \cdot 1} = 0,78;$$

$$\alpha_y = \frac{N}{\varphi_y A R_y \gamma_c} = \frac{1761,76}{0,722 \cdot 105,9 \cdot 24 \cdot 1} = 0,96;$$

$\varphi_x = 0,893$  (табл. Д.1 [2]);  $\varphi_y = 0,722$  (табл. Д.1 [2]).

Условная гибкость колонны:

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 44,2 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1,5 - \text{условная гибкость стержня};$$

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 76,3 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 2,6 - \text{условная гибкость стержня}.$$

### **Проверка выбранного сечения**

Проверяем устойчивость колонны по формуле (7) [2]:

$$\frac{N}{\varphi_y A R_y \gamma_c} < 1;$$

$$\frac{1761,76}{0,722 \cdot 105,9 \cdot 24 \cdot 1} = 0,96 < 1 - \text{условие выполняется}.$$

## 1.7. Расчет опирания главной балки на колонну

Главная балка опирается на колонну сверху и крепится к оголовку на болтах (рис. 1.9).

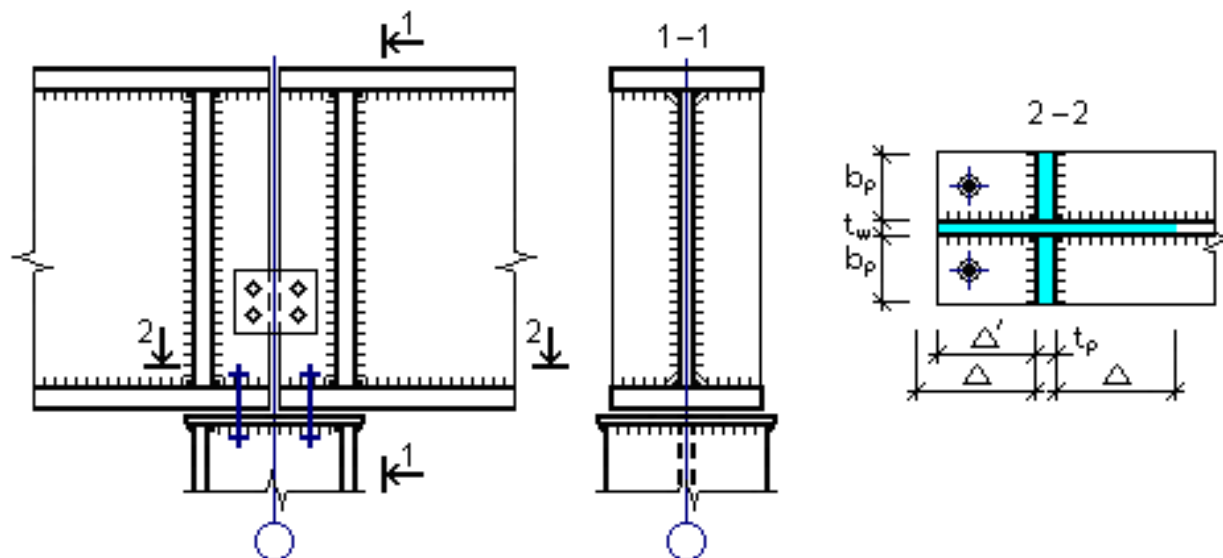


Рис. 1.9. Опирание главной балки на колонну

Опорные ребра главной балки рассчитываем на смятие торцевой поверхности. Требуемая площадь смятия:

$$A_r \geq \frac{Q_{max}}{R_p \gamma_c} = \frac{880,88}{36 \cdot 1} = 24,5 \text{ см}^2,$$

где  $R_p = R_u = 36 \text{ кН/см}^2$  – расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности (при наличии пригонки) (табл. 2 [2]);

$R_u = 36 \text{ кН/см}^2$  – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по временному сопротивлению (табл. В.5 [2]);

$\gamma_c = 1,0$  (табл. 1 [2]).

Назначаем опорные ребра шириной  $b_r = 80 \text{ мм}$ . Толщина ребра с учетом среза на 1,5 см его угла в месте пропуска сварного шва, соединяющего полку и стенку главной балки:

$$t_r \geq \frac{A_r}{2(b_r - 1,5)} = \frac{24,5}{2 \cdot 6,5} = 1,89 \text{ см}.$$

Согласно [4], принимаем толщину опорного ребра  $t_r = 20 \text{ мм}$ .

Крепление опорных ребер к стенке балки выполняем полуавтоматической сваркой в среде  $\text{CO}_2$  сварочной проволокой  $\text{Св} - 08\Gamma 2\text{С}$  (табл. Г.1 [2]) диаметром  $d = 2 \text{ мм}$ .

Прочность сварных швов, прикрепляющих опорные ребра к стенке балки, проверяем согласно п. 14.1.16 [2]:

– по металлу шва

$$\frac{Q_{max}}{n\beta_f k_f l_w R_{wf} \gamma_c} \leq 1;$$

– по металлу границы сплавления

$$\frac{Q_{max}}{n\beta_z k_f l_w R_{wz} \gamma_c} \leq 1,$$

где  $n = 4$  – количество сварных швов;  $l_w = 85 \cdot \beta_f \cdot k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,5 = 38,25$  см – расчетная длина шва (п. 14.1.7 [2]);  $\beta_f = 0,9$ ,  $\beta_z = 1,05$  (табл. 39 [2]);  $k_f = 5$  мм (табл. 38 [2]);  $R_{wf} = 21,5$  кН/см<sup>2</sup> (табл. Г.2 [2]);  $R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65$  кН/см<sup>2</sup> (табл. 4 [2]),  $R_{un} = 37$  кН/см<sup>2</sup> (табл. В.3 [2]);  $\gamma_c = 1,0$  (табл. 1 [2]);

$$\frac{880,88}{4 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 38,25 \cdot 21,5 \cdot 1} = 0,6 < 1 \text{ – условие выполняется;}$$

$$\frac{880,88}{4 \cdot 1,05 \cdot 0,5 \cdot 38,25 \cdot 16,65 \cdot 1} = 0,66 < 1 \text{ – условие выполняется.}$$

Согласно п. 8.5.17 [2], проверяем опорный участок балки на устойчивость из плоскости балки как стойку (условный опорный стержень), нагруженную опорной реакцией по формуле (7) [2]:

$$\frac{Q_{max}}{\varphi A_s R_y \gamma_c} \leq 1,$$

где  $A_s = 2 \cdot t_r \cdot b_r + t_w \cdot (\Delta' + t_r + \Delta) =$   
 $= 2 \cdot 2 \cdot 8 + 1,0 \cdot (10,1 + 2 + 17,14) =$   
 $= 58,3$  см<sup>2</sup> – площадь условного опорного стержня;

$$\Delta = 0,65 t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,65 \cdot 1,0 \sqrt{\frac{20600}{24}} = 17,14 \text{ см;}$$

$$\Delta' = \frac{h}{2} - t_r - 1 = \frac{26,2}{2} - 2 - 1 = 10,1 \text{ см;}$$

$\varphi$  – коэффициент устойчивости, который определяется следующим образом:

$$\lambda_s = \frac{h_w}{i_s} = \frac{105}{3,72} = 28,23 \text{ – гибкость условного опорного стержня;}$$

$$i_s = \sqrt{\frac{I_s}{A_s}} = \sqrt{\frac{806,12}{58,3}} = 3,72 \text{ см – радиус инерции условного опорного}$$

стержня;

$$\begin{aligned}
I_s &= \frac{\Delta' \cdot t_w^3}{12} + \frac{t_r \cdot (2 \cdot b_r + t_w)^3}{12} + \frac{\Delta \cdot t_w^3}{12} = \\
&= \frac{10,1 \cdot 1,0^3}{12} + \frac{2 \cdot (2 \cdot 8 + 1,0)^3}{12} + \frac{17,14 \cdot 1,0^3}{12} = \\
&= 806,12 \text{ см}^4 - \text{момент инерции условного опорного стержня}; \\
\bar{\lambda}_s &= \lambda_s \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 28,23 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 0,964 - \text{условная гибкость условного} \\
&\text{опорного стержня}; \\
\varphi &= 0,952 \text{ (табл. Д. 1 [2])}; \\
\frac{880,88}{0,952 \cdot 58,3 \cdot 24 \cdot 1} &= 0,66 < 1 - \text{условие выполняется.}
\end{aligned}$$

### 1.8. Расчет базы колонны

Размеры опорной плиты определяем из условия смятия бетона под плитой (п. 3.81 [14]):

$$A_{pl} \geq \frac{N}{\psi R_{b,loc}} = \frac{1766,33}{1 \cdot 0,89} = 1984,64 \text{ см}^2,$$

где  $N = 2Q_{max} + G = 2 \cdot 880,88 + 4,57 = 1766,33 \text{ кН}$  – нагрузка от колонны, включая ее собственный вес;

$G = 1,1HG_k^n = 1,1 \cdot 5 \cdot 0,831 = 4,57 \text{ кН}$  – собственный вес колонны;

$\Psi = 1$  – при равномерно распределенной местной нагрузке по площади смятия (п. 3.81 [14]);

$R_{b,loc} = \varphi_b R_b = 1,05 \cdot 0,85 = 0,89 \text{ кН/см}^2$  – расчетное сопротивление бетона смятию (п. 3.81 [14]);

$\varphi_b = 1,05$  (п. 3.81 [14]) (принимается предварительно);

$R_b = 0,85 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$  – расчетное сопротивление бетона класса В15 сжатию для предельного состояния первой группы (табл. 2.2 [14]).

Ширина плиты (рис. 1.10):

$$B_{pl} = h + 2t + 2c = 26 + 2 \cdot 1,2 + 2 \cdot 5,8 = 40 \text{ см};$$

длина плиты:

$$L_{pl} \geq \frac{A_{pl}}{B_{pl}} = \frac{1984,64}{40} = 49,62 \text{ см.}$$

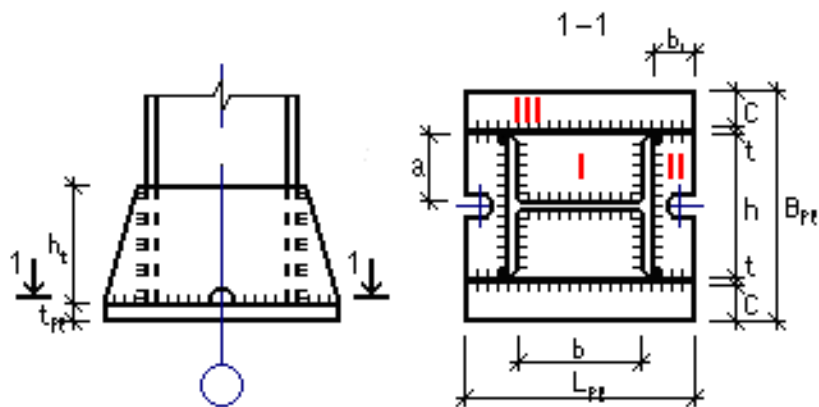


Рис. 1.10. База колонны

Минимальная длина плиты из условия размещения фундаментных болтов:

$$L_{pl} = h_I + 2b_1 = 26,2 + 2 \cdot 12 = 50,2 \text{ см},$$

где  $b_1 = 4d_0 = 4 \cdot 30 = 120 \text{ мм}$  (табл. 40 [2]);

$d_0 = 1,5d = 1,5 \cdot 20 = 30 \text{ мм}$  – диаметр отверстия для фундаментного болта;

$d = 20 \text{ мм}$  – диаметр фундаментного болта (табл. 5.6 [14]).

Принимаем  $L_{pl} = 53 \text{ см}$ .

Размеры фундамента в плане принимаем на 15 см больше в каждую сторону от опорной плиты:  $B_f \times L_f = 55 \times 68 \text{ см}$ .

Согласно п. 3.81 [14]:

$$\varphi_b = 0,8 \sqrt{\frac{B_f L_f}{B_{pl} L_{pl}}} = 0,8 \sqrt{\frac{55 \cdot 68}{40 \cdot 53}} = 1,06 > 1,05.$$

Перерасчет плиты не требуется.

Плита работает на изгиб от равномерно распределенной нагрузки (реактивный отпор фундамента под рассматриваемым участком плиты на единицу площади плиты), равной

$$q = \frac{N}{B_{pl} L_{pl}} \cdot 1 = \frac{1766,33}{40 \cdot 53} \cdot 1 = 0,84 \text{ кН/см}.$$

Рассмотрим отдельные участки плиты (п. 8.6.2 [2] и рис. 1.10).

I участок:

$$M_I = \alpha_1 q a^2 = 0,096 \cdot 0,84 \cdot 12,5^2 = 12,6 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

где  $\alpha_1 = 0,096$  (табл. Е. 2 [2]), так как  $\frac{b}{a} = \frac{23,1}{12,5} = 1,85;$

$b = h_I - 2t_f = 26,2 - 2 \cdot 1,55 = 23,1$  см – длина I участка;  
 $a = (b_f - t_w)/2 = (26 - 1)/2 = 12,5$  см – ширина I участка;

II участок:

$$M_{II} = \alpha_3 q h^2 = 0,062 \cdot 0,84 \cdot 26^2 = 35,21 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

где  $\alpha_3 = 0,062$  (табл. Е. 2 [2]), так как  $\frac{b_1}{h} = \frac{13,4}{26} = 0,515$ ;

$$b_1 = \frac{L_{pl} - h_I}{2} = \frac{53 - 26,2}{2} = 13,4 \text{ см} - \text{ширина II участка};$$

III участок:

$$M_{III} = \frac{q c^2}{2} = \frac{0,84 \cdot 5,8^2}{2} = 14,13 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Материал плиты – сталь С255 (табл. В.3 [2]). Толщина плиты по формуле (101) [2]:

$$t_{pl} \geq \sqrt{\frac{6M_{max}}{R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 35,21}{23 \cdot 1,2}} = 2,76 \text{ см},$$

где  $R_y = 23 \text{ кН/см}^2$  (табл. В. 5 [2]);  $\gamma_c = 1,2$  (табл. 1 [2]).

Согласно [4], принимаем  $t_{pl} = 28$  мм.

Крепление траверсы к ветвям колонны и опорной плите выполняем ручной сваркой электродом типа Э42 (табл. Г.1 [2]). Высоту траверсы  $h_t$  определяем из условия передачи усилия от ветвей колонны на опорную плиту через сварные швы. Согласно п. 14.1.16 [2], длина сварных швов:

– по металлу шва

$$h_t = l_w \geq \frac{N}{n\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} + 1 = \frac{1766,33}{4 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 18 \cdot 1} + 1 = 35,05 \text{ см},$$

– по металлу границы сплавления

$$h_t = l_w \geq \frac{N}{n\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c} + 1 = \frac{1766,33}{4 \cdot 1 \cdot 1,0 \cdot 16,65 \cdot 1} + 1 = 26,52 \text{ см},$$

где  $n = 4$  – количество сварных швов;  $\beta_f = 0,7$ ,  $\beta_z = 1,0$  (табл. 39 [2]);  $k_f = 10 \text{ мм}$  (табл. 38 [2]);  $R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$  (табл. Г.2 [2]);  $R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65 \text{ кН/см}^2$  (табл. 4 [2]);  $R_{un} = 37 \text{ кН/см}^2$  (табл. В.5 [2]);  $\gamma_c = 1,0$  (табл. 1 [2]).

Принимаем  $h_t = 40$  см.

Проверяем прочность траверсы на изгиб и срез как балку с двумя консолями. Расчетная схема траверсы приведена на рис. 1.11. Материал траверсы – сталь С255 (табл. В.3 [2]).

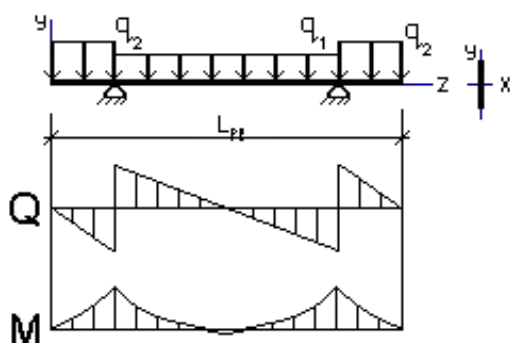


Рис. 1.11. Расчетная схема траверсы

Погонная расчетная нагрузка на один лист траверсы:

$$q_1 = q \left( \frac{a}{2} + t + c \right) = 0,84 \left( \frac{12,5}{2} + 1,2 + 5,8 \right) = 11,13 \frac{\text{кН}}{\text{см}} - \text{в середине пролета};$$

$$q_2 = q \frac{B_{pl}}{2} = 0,84 \frac{40}{2} = 16,8 \text{ кН/см} - \text{на консоле.}$$

Максимальный изгибающий момент в траверсе:

$$M_T = - \frac{q_2 (b_1 + 0,5 t_f)^2}{2} = - \frac{16,8 (13,4 + 0,5 \cdot 1,55)^2}{2} = -1687,82 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Максимальная поперечная сила в траверсе:

$$Q_T = \frac{q_1 (b + t_f)}{2} + q_2 (b_1 + 0,5 t_f) = \frac{11,13 (23,1 + 1,55)}{2} + 16,8 (13,4 + 0,5 \cdot 1,55) = 375,32 \text{ кН.}$$

Прочность траверсы при действии момента по нормальным напряжениям вычисляем по формуле (41) [2]:

$$\frac{M_T}{W_{x_t} R_y \gamma_c} \leq 1,$$

где  $W_{x_t} = \frac{t h_t^2}{6} = \frac{1,2 \cdot 40^2}{6} = 320 \text{ см}^3$  – момент сопротивления сечения траверсы;

$R_y = 24 \text{ кН/см}^2$  (табл. В.5 [2]);  $\gamma_c = 1$  (табл. 1 [2]);

$$\frac{1687,82}{320 \cdot 24 \cdot 1} = 0,22 < 1 - \text{условие выполняется.}$$

Прочность траверсы при действии поперечной силы по касательным напряжениям вычисляем по формуле (42) [2]:

$$\frac{Q_T S_{x_t}}{I_{x_t} t R_s \gamma_c} \leq 1,$$

где  $S_{x_t} = \frac{t h_t^2}{8} = \frac{1,2 \cdot 40^2}{8} = 240 \text{ см}^3$  – статический момент половины сечения траверсы;

$$I_{x_t} = \frac{th_t^3}{12} = \frac{1,2 \cdot 40^3}{12} = 6400 \text{ см}^4 - \text{момент инерции сечения траверсы};$$

$$R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 24 = 13,92 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} (\text{табл. 2 [2]}); \gamma_c$$

$$= 1 (\text{табл. 1 [2]});$$

$$\frac{375,32 \cdot 240}{6400 \cdot 1,2 \cdot 13,92 \cdot 1} = 0,843 < 1 - \text{условие выполняется.}$$

Согласно п. 8.2.1 [2], при одновременном действии в сечении момента и поперечной силы, что имеет место в опорных сечениях траверсы, прочность необходимо проверять по формуле (44) [2]. Для этого определим величину изгибающего момента на опоре:

$$\frac{0,87}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} < 1; \frac{\tau_{xy}}{R_s \gamma_c} \leq 1,$$

где  $\sigma_x = \frac{M_T}{W_{x_t}} = \frac{1687,82}{320} = 5,27 \text{ кН/см}^2 - \text{нормальные напряжения}$

в сечении траверсы;

$$\tau_{xy} = \frac{Q_T S_{x_t}}{I_{x_t} t} = \frac{375,32 \cdot 240}{6400 \cdot 1,2} = 8,6 \text{ кН/см}^2 - \text{касательные напряжения}$$

в сечении траверсы;

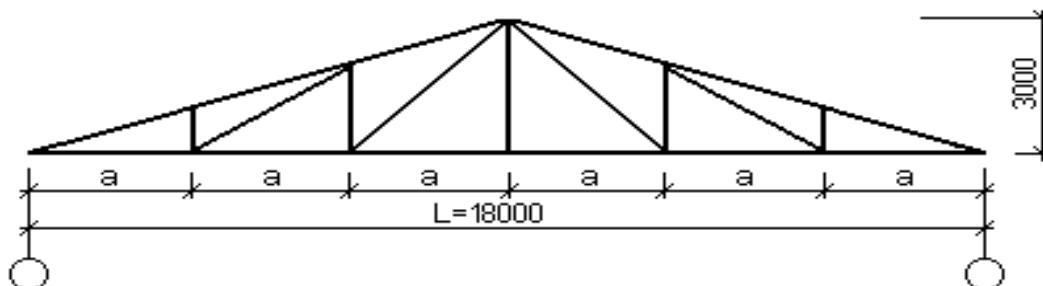
$$\frac{0,87}{24 \cdot 1} \sqrt{5,27^2 + 3 \cdot 8,6^2} = 0,57 < 1 - \text{условие выполняется;}$$

$$\frac{8,6}{(13,92 \cdot 1)} = 0,62 < 1 - \text{условие выполняется.}$$

## 2. СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЯ ЗДАНИЯ

### 2.1. Задание на проектирование

Запроектировать стропильную ферму покрытия бескранового здания по схеме, приведенной на рис. 2.1.



### Рис. 2.1. Геометрическая схема фермы

Исходные данные: объект нормального уровня ответственности; место строительства – Ростов-на-Дону; пролет здания  $L = 18$  м; продольный шаг колонн  $B = 6$  м; покрытие теплое; сопряжение фермы с колонной – шарнирное; элементы поясов и решетки фермы выполнить из парных уголков с соединением при помощи листовых фасонки.

## 2.2. Сбор нагрузок на покрытие

### *Постоянная нагрузка*

Сбор постоянных нагрузок на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальной проекции покрытия здания представлен в табл. 2.1.

Таблица 2.1

Наименование	$q^n$ , кПа	$\gamma_f$	$\gamma_n$	$q$ , кПа
Гидроизоляционный ковер из 2 слоев гидростеклоизола	0,07	1,3	1	0,091
Утеплитель толщиной 100 мм из жестких минераловатных плит, $\gamma = 2 \text{ кН/м}^3$	0,21	1,2	1	0,252
Пароизоляция	0,053	1,3	1	0,069
Стальной профилированный настил Н 60-845-0,8	0,11	1,05	1	0,116
Сплошные прогоны	0,06	1,05	1	0,063
Стропильная ферма	0,10	1,05	1	0,105
Связи покрытия	0,05	1,05	1	0,053
Итого:	0,653	–	–	0,749

Расчетная погонная постоянная нагрузка на ферму:

$$g = q \cdot B = 0,749 \cdot 6 = 4,494 \text{ кН/м.}$$

### *Снеговая нагрузка*

Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия следует определять по формуле (10.1) [3]:

$$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g,$$

где  $c_e$  – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов, принимаемый в соответствии с п. 10.5 [3];

$c_t$  – термический коэффициент, принимаемый в соответствии с п. 10.10 [3];

$\mu$  – коэффициент перехода от веса снегового покрова на земле к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый в соответствии с п. 10.4 [3];

$S_g$  – вес снегового покрова на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальной поверхности земли, принимаемый в соответствии с п. 10.2 [3].

Для покрытий с уклонами от 12 до 20 % однопролетных и многопролетных зданий без фонарей, проектируемых на местности типов А или В (см. схемы Б.1 и Б.5 прил. Б [3]),  $c_e = 0,85$ .

В рассматриваемом случае при наличии утеплителя в кровле предполагается, что таяния снега не ожидается, поэтому термический коэффициент  $c_t = 1,0$ .

Коэффициент перехода от веса снегового покрова на земле к снеговой нагрузке на покрытие по схеме Б.1 прил. Б [3]  $\mu = 1$ .

Ростов-на-Дону находится во втором снеговом районе по карте 1 прил. Е [3], поэтому по табл. 10.1 [3] получаем  $S_g = 1,0 \text{ кПа}$ , тогда

$$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g = 0,85 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,0 = 0,85 \text{ кПа}.$$

Согласно п. 10.12 [3], коэффициент надежности по снеговой нагрузке  $\gamma_f = 1,4$ , поэтому погонная расчетная снеговая нагрузка

$$S = S_0 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot B = 0,85 \cdot 1,4 \cdot 1,0 \cdot 6 = 7,14 \text{ кН/м}.$$

### 2.3. Определение усилий в элементах фермы

Выбор расчетной схемы фермы (рис. 2.2) делается на основе конструктивной схемы с учетом всех основных факторов, влияющих на ее напряженно-деформированное состояние.

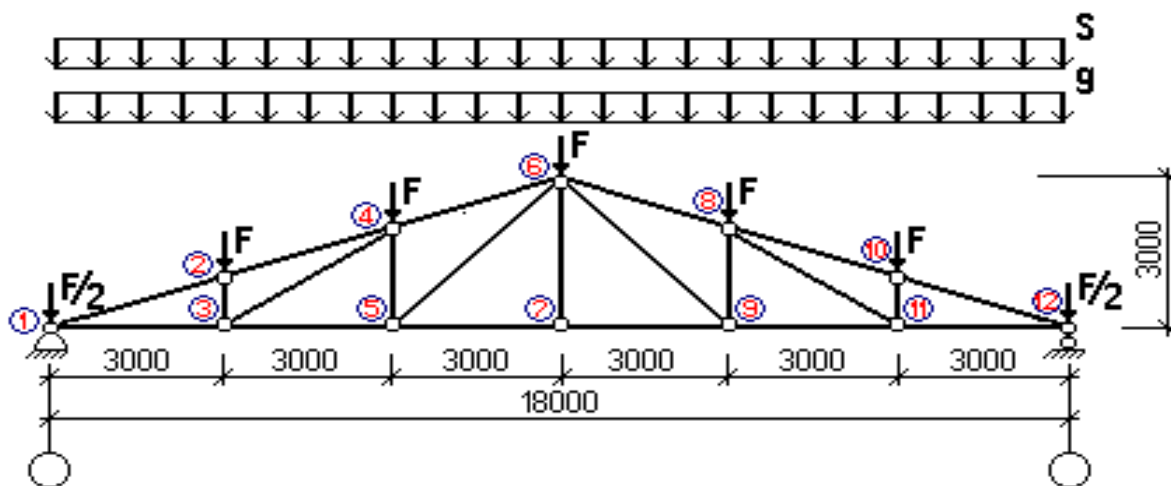


Рис. 2.2. Расчетная схема стропильной фермы

Для легких стропильных ферм считается, что:

- оси прямолинейных стержневых элементов в узлах пересекаются в одной точке;
- конструктивное решение сопряжения стержневых элементов в узлах соответствует шарнирному;
- одна из опор фермы является шарнирно-неподвижной, а вторая – шарнирно-подвижной;
- нагрузка действует на узлы верхнего пояса центрально;
- материал стержней (сталь) работает в упругой стадии.

На ферму действуют равномерно-распределенные постоянная нагрузка от собственного веса конструкций покрытия, равная  $g = 4,494$  кН/м, и временная снеговая нагрузка  $S = 7,14$  кН/м. Коэффициент сочетания нагрузок  $\psi = 1$  (п. 6.2 [3]).

Распределенная нагрузка передается через прогоны на узлы верхнего пояса в виде сосредоточенных сил:

$$F = F_1 + F_2 = 13,482 + 21,42 = 34,902 \text{ кН},$$

где  $F_1 = g \cdot a = 4,494 \cdot 3 = 13,482$  кН – расчетная узловая сосредоточенная сила от постоянной нагрузки;

$F_2 = S \cdot a = 7,14 \cdot 3 = 21,42$  кН – расчетная узловая сосредоточенная сила от снеговой нагрузки.

Согласно п. 10.4 [3], в тех случаях, когда более неблагоприятные условия работы элементов конструкций возникают при частичном загрузении снеговой нагрузкой, следует рассматривать схемы со снеговой нагрузкой, действующей на половине или четверти пролета (покрытия с фонарями).

Усилия в элементах стропильной фермы можно определить различными методами: вырезания узлов, моментной точки, методом сечений, при помощи специальных программ для ЭВМ и т. п.

Для фермы, показанной на рис. 2.2, усилия в элементах сведены в табл. 2.2.

Таблица 2.2

Стержень	Усилия, кН		Стержень	Усилия, кН	
	при $F = 1$	при $F = 34,902$		при $F = 1$	при $F = 34,902$
1–2	–7,9	–275,73	6–7	0,0	0,0
1–3	7,49	261,42	6–8	–6,32	–220,58
2–3	–1	–34,902	6–9	2,121	74,03

Стержень	Усилия, кН		Стержень	Усилия, кН	
	при $F = 1$	при $F = 34,902$		при $F = 1$	при $F = 34,902$
2–4	–7,9	–275,73	7–9	4,49	156,71
3–4	1,803	62,93	8–9	–1,5	–52,353
3–5	6	209,412	8–10	–7,9	–275,73
4–5	–1,5	–52,353	8–11	1,803	62,93
4–6	–6,32	–220,58	9–11	6	209,412
5–6	2,121	74,03	10–11	–1	–34,902
5–7	4,49	156,71	10–12	–7,9	–275,73
–	–	–	11–12	7,49	261,42

## 2.4. Подбор сечений элементов фермы

Подбор сечений элементов фермы выполняем согласно пп. 7.1.1, 7.1.3 [2]. При выборе типа сечения следует руководствоваться рекомендациями п. 9.3.1 [12].

Расчетные длины в плоскости фермы –  $l_{ef,x}$  и из плоскости фермы –  $l_{ef,y}$  плоских стержневых систем определяют в соответствии с табл. 24 [2].

Для определения  $l_{ef,y}$  элементов пояса необходимо выбрать схемы расположения элементов горизонтальных связей между фермами в плоскостях верхних и нижних поясов.

В табл. 2.3 приводятся расчетные длины элементов стропильной фермы для принятой схемы связей.

Таблица 2.3

Элемент фермы	$l_{ef,x}$ , м	$l_{ef,y}$ , м
Верхний пояс	$l_{geom}$	$l_{geom}$
Нижний пояс	$l_{geom}$	$3l_{geom}$
Элементы решетки	$0,8l_{geom}$	$l_{geom}$

Толщину фасонок выбирают в зависимости от максимального усилия в стержнях решетки (табл. 2.4). При значительной разнице усилий в стержнях решетки можно принимать две толщины в пределах отправочного элемента. Допускаемая разница толщин фасонок в смежных узлах – 2 мм.

Таблица 2.4

$N$ , кН	$\leq 150$	160 – 250	260 – 400	410 – 600	610 – 1000	1010 – 1400	1410 – 1800	$> 1800$
$t_{\phi}$ , мм	6	8	10	12	14	16	18	20

Принимаем  $t_{\phi} = 6$  мм.

Согласно прил. В [2] для поясов и решетки фермы принимаем сталь С245, для фасонки – сталь С255.

### 2.4.1. Подбор сечения нижнего пояса

Максимальное усилие растяжения в нижнем поясе фермы  $N_{1-3} = 261,42$  кН.

Требуемую площадь сечения вычисляем согласно п. 7.1.1 [2]:

$$A_{\text{тр}} \geq \frac{N_{1-3}}{R_y \gamma_c} = \frac{261,42}{24 \cdot 1} = 10,88 \text{ см}^2,$$

где  $R_y = 24$  кН/см<sup>2</sup> (табл. В.5 [2]);  $\gamma_c = 1,0$  (табл. 1 [2]).

По сортаменту [4] принимаем сечение из двух равнополочных уголков 63 х 5, имеющих следующие характеристики:  $A = 12,26$  см<sup>2</sup>;

$i_x = 1,94$  см;  $z_0 = 1,74$  см;  $i_y = \sqrt{i_x^2 + (z_0 + 0,5t_{\phi})^2} = \sqrt{1,94^2 + (1,74 + 0,5 \cdot 0,6)^2} = 2,82$  см.

### Проверка подобранного сечения

Гибкость нижнего пояса фермы:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{300}{1,94} = 154,6 \leq [\lambda] = 400; \lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{3 \cdot 300}{2,82} = 319,2 \leq [\lambda] = 400,$$

где  $[\lambda] = 400$  – предельная гибкость растянутого элемента (табл. 33 [2]).

Проверяем подобранное сечение на прочность по формуле (5) [2]:

$$\frac{N}{A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1;$$

$$\frac{261,42}{12,26 \cdot 24 \cdot 1} = 0,89 < 1 - \text{условие выполняется.}$$

### 2.4.2. Подбор сечения верхнего пояса

Максимальное усилие сжатия в верхнем поясе фермы  $N_{1-2} = -275,73$  кН.

Предварительно задаемся коэффициентом продольного изгиба  $\varphi = 0,5$ . Требуемую площадь сечения вычисляем согласно п. 7.1.3 [2]:

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{275,73}{0,5 \cdot 24 \cdot 1} = 22,98 \text{ см}^2,$$

где  $R_y = 24$  кН/см<sup>2</sup> (табл. В.5 [2]);  $\gamma_c = 1,0$  (табл. 1 [2]).

По сортаменту [4] принимаем сечение из двух равнополочных уголков 2L90x7, имеющих следующие характеристики:  $A = 24,56$  см<sup>2</sup>;  $z_0 = 2,47$  см и радиусы инерции:

– в плоскости фермы  $i_x = 2,77$  см;

– из плоскости фермы  $i_y = \sqrt{i_x^2 + (z_0 + 0,5t_\phi)^2} =$   
 $= \sqrt{2,77^2 + (2,47 + 0,5 \cdot 0,6)^2} = 3,92$  см, при толщине фасонки 6 мм.

#### Проверка подобранного сечения

Определяем условные гибкости элемента в двух плоскостях:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{316,23}{2,77} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 3,897;$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{316,23}{3,92} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 2,754.$$

По максимальной гибкости находим коэффициент устойчивости при центральном сжатии (табл. Д.1 [2], для типа сечения  $c$ , табл. 7 [2]):  $\varphi_x = 0,416$ .

Проверяем подобранное сечение на устойчивость по формуле (7) [2]:

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi_x A R_y \gamma_c} \leq 1;$$

$$\frac{275,73}{0,416 \cdot 24,56 \cdot 24 \cdot 1} = 1,12 > 1 - \text{условие не выполняется.}$$

Принимаем по сортаменту [4] сечение из двух равнополочных уголков 2L100x7, имеющих следующие характеристики:  $A = 27,5$  см<sup>2</sup>;  $z_0 = 2,71$  см и радиусы инерции:

– в плоскости фермы  $i_x = 3,08$  см;

– из плоскости фермы  $i_y = \sqrt{i_x^2 + (z_0 + 0,5t_\phi)^2} =$   
 $= \sqrt{3,08^2 + (2,71 + 0,5 \cdot 0,6)^2} = 4,31$  см, при толщине фасонки 6 мм.

### **Проверка подобранного сечения**

Определяем условные гибкости элемента в двух плоскостях:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{316,23}{3,08} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 3,504 \leq [\bar{\lambda}_x] = 4,34;$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{316,23}{4,31} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 2,504 \leq [\bar{\lambda}_y] = 4,83.$$

По гибкости находим коэффициенты устойчивости при центральном сжатии (табл. Д.1 [2], для типа сечения  $c$ , табл. 7 [2]):  $\varphi_x = 0,476$ ,  $\varphi_y = 0,653$ .

Предельные гибкости элемента по табл. 32 [2]  $[\lambda] = 180 - 60\alpha$ , где  $\alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c}$ , определяются следующим образом:

$$\alpha_x = \frac{275,73}{0,476 \cdot 27,5 \cdot 24 \cdot 1} = 0,88;$$

$$\alpha_y = \frac{275,73}{0,653 \cdot 27,5 \cdot 24 \cdot 1} = 0,64;$$

$$[\lambda_x] = 180 - 60\alpha_x = 180 - 60 \cdot 0,88 = 127,2;$$

$$[\lambda_y] = 180 - 60\alpha_y = 180 - 60 \cdot 0,64 = 141,6;$$

$$[\bar{\lambda}_x] = [\lambda_x] \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 127,2 \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 4,34;$$

$$[\bar{\lambda}_y] = [\lambda_y] \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 141,6 \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 4,83.$$

Фактические гибкости меньше предельных.

Проверяем подобранное сечение на устойчивость по формуле (7) [2]:

$$A_{тр} = \frac{N}{\varphi_x A R_y \gamma_c} \leq 1,$$

$$\frac{275,73}{0,476 \cdot 27,5 \cdot 24 \cdot 1} = 0,88 < 1 - \text{условие выполняется.}$$

Таким образом, выбранное нами сечение отвечает требованиям прочности и устойчивости и может быть принято для верхнего пояса стропильной фермы.

### **2.4.3. Подбор сечения элементов решетки**

Усилие в растянутом раскосе  $N_{5-6} = 74,03$  кН.

Требуемую площадь сечения вычисляем согласно п. 7.1.1 [2]:

$$A_{\text{тр}} \geq \frac{N_{5-6}}{R_y \gamma_c} = \frac{74,03}{24 \cdot 1} = 3,09 \text{ см}^2,$$

где  $R_y = 24$  кН/см<sup>2</sup> (табл. В.5 [2]);  $\gamma_c = 1,0$  (табл. 1 [2]).

По сортаменту [4] принимаем сечение из двух равнополочных уголков 2<sub>1</sub>50х5, имеющих следующие характеристики:  $A = 9,6$  см<sup>2</sup>;  $z_0 = 1,42$  см и радиусы инерции:

- в плоскости фермы  $i_x = 1,53$  см;
- из плоскости фермы  $i_y = 2,3$  см, при толщине фасонки 6 мм.

### **Проверка выбранного сечения**

Гибкость растянутого раскоса:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{0,8 \cdot 424,26}{1,53} = 222 \leq [\lambda] = 400;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{424,26}{2,3} = 184,5 \leq [\lambda] = 400,$$

где  $[\lambda] = 400$  – предельная гибкость растянутого элемента (табл. 33 [2]).

Проверяем выбранное сечение на прочность по формуле (5) [2]:

$$\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \leq 1;$$

$$\frac{74,03}{9,6 \cdot 24 \cdot 1} = 0,32 < 1 - \text{условие выполняется.}$$

Усилие в растянутом раскосе  $N_{3-4} = 62,93$  кН.

Требуемую площадь сечения вычисляем согласно п. 7.1.1 [2]:

$$A_{\text{тр}} \geq \frac{N_{3-4}}{R_y \gamma_c} = \frac{62,93}{24 \cdot 1} = 2,622 \text{ см}^2,$$

где  $R_y = 24$  кН/см<sup>2</sup> (табл. В.5 [2]);  $\gamma_c = 1,0$  (табл. 1 [2]).

По сортаменту [4] принимаем сечение из двух равнополочных уголков 2L50x5, имеющих следующие характеристики:  $A = 9,6 \text{ см}^2$ ;  $z_0 = 1,42 \text{ см}$  и радиусы инерции:

- в плоскости фермы  $i_x = 1,53 \text{ см}$ ;
- из плоскости фермы  $i_y = 2,3 \text{ см}$ , при толщине фасонки 6 мм.

### **Проверка подобранного сечения**

Гибкость растянутого раскоса:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{0,8 \cdot 361}{1,53} = 188,8 \leq [\lambda] = 400;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{361}{2,3} = 157 \leq [\lambda] = 400,$$

где  $[\lambda] = 400$  – предельная гибкость растянутого элемента (табл. 33 [2]).

Проверяем подобранное сечение на прочность по формуле (5) [2]:

$$\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \leq 1;$$

$$\frac{62,93}{9,6 \cdot 24 \cdot 1} = 0,273 < 1 - \text{условие выполняется.}$$

Усилие сжатия в стойке  $N_{4-5} = -52,353 \text{ кН}$ .

Предварительно задаемся коэффициентом продольного изгиба  $\varphi = 0,6$ .

Требуемую площадь сечения вычисляем согласно п. 7.1.3 [2]:

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{52,353}{0,6 \cdot 24 \cdot 0,8} = 4,54 \text{ см}^2,$$

где  $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$  (табл. В.5 [2]);  $\gamma_c = 0,8$  (табл. 1 [2]).

По сортаменту [4] принимаем сечение из двух равнополочных уголков 2L50x5, имеющих следующие характеристики:  $A = 9,6 \text{ см}^2$ ;  $z_0 = 1,42 \text{ см}$  и радиусы инерции:

- в плоскости фермы  $i_x = 1,53 \text{ см}$ ;
- из плоскости фермы  $i_y = 2,3 \text{ см}$ , при толщине фасонки 6 мм.

### **Проверка подобранного сечения**

Определяем условные гибкости элемента в двух плоскостях:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{0,8 \cdot 200}{1,53} = 104,6 \leq [\lambda_x] = 143,4;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{200}{2,3} = 87 \leq [\lambda_y] = 150,$$

где  $[\lambda_x] = 180 - 60\alpha_x = 180 - 60 \cdot 0,61 = 143,4$  (табл. 32 [2]);

$[\lambda_y] = 180 - 60\alpha_y = 180 - 60 \cdot 0,5 = 150$  (табл. 32 [2]);

$$\alpha_x = \frac{52,353}{0,465 \cdot 9,6 \cdot 24 \cdot 0,8} = 0,61;$$

$$\alpha_y = \frac{52,353}{0,567 \cdot 9,6 \cdot 24 \cdot 0,8} = 0,5;$$

$$\varphi_x = 0,465 \text{ (табл. Д. 1 [2])}; \bar{\lambda}_x = \lambda_x \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 104,6 \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 3,57;$$

$$\varphi_y = 0,567 \text{ (табл. Д. 1 [2])}; \bar{\lambda}_y = \lambda_y \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 87 \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 2,97;$$

$\gamma_c = 0,8$  (табл. 1 [2]).

Проверяем подобранное сечение на устойчивость по формуле (7) [2]:

$$\frac{N}{\varphi_x A R_y \gamma_c} \leq 1;$$

$$\frac{52,353}{0,465 \cdot 9,6 \cdot 24 \cdot 0,8} = 0,61 < 1 - \text{условие выполняется.}$$

Усилие сжатия в стойке  $N_{2-3} = -34,902$  кН.

Предварительно задаемся коэффициентом продольного изгиба  $\varphi = 0,3$ . Требуемую площадь сечения вычисляем согласно п. 7.1.3 [2]:

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{34,902}{0,3 \cdot 24 \cdot 0,8} = 6,06 \text{ см}^2,$$

где  $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$  (табл. В.5 [2]);  $\gamma_c = 0,8$  (табл. 1 [2]).

По сортаменту [4] принимаем сечение из двух равнополочных уголков 2L50x5, имеющих следующие характеристики:  $A = 9,6 \text{ см}^2$ ;  $z_0 = 1,42 \text{ см}$  и радиусы инерции:

– в плоскости фермы  $i_x = 1,53 \text{ см}$ ;

– из плоскости фермы  $i_y = 2,3 \text{ см}$ , при толщине фасонки 6 мм.

### **Проверка подобранного сечения**

Определяем условные гибкости элемента в двух плоскостях:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{0,8 \cdot 100}{1,53} = 52,3 \leq [\lambda_x] = 150;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{100}{2,3} = 43,5 \leq [\lambda_y] = 150,$$

где  $[\lambda_x] = 180 - 60\alpha_x = 180 - 60 \cdot 0,5 = 150$  (табл. 32 [2]);

$[\lambda_y] = 180 - 60\alpha_y = 180 - 60 \cdot 0,5 = 150$  (табл. 32 [2]);

$$\alpha_x = \frac{34,902}{0,78 \cdot 9,6 \cdot 24 \cdot 1} = 0,194, \text{ принимаем } \alpha_x = 0,5;$$

$$\alpha_y = \frac{34,902}{0,828 \cdot 9,6 \cdot 24 \cdot 1} = 0,183, \text{ принимаем } \alpha_y = 0,5;$$

$$\varphi_x = 0,78 \text{ (табл. Д. 1 [2]); } \bar{\lambda}_x = \lambda_x \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 52,3 \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1,79;$$

$$\varphi_y = 0,828 \text{ (табл. Д. 1 [2]); } \bar{\lambda}_y = \lambda_y \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 43,5 \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1,49;$$

$\gamma_c = 1,0$  (табл. 1 [2]).

Проверяем подобранное сечение на устойчивость по формуле (7) [2]:

$$\frac{N}{\varphi_x A R_y \gamma_c} \leq 1;$$

$$\frac{34,902}{0,78 \cdot 9,6 \cdot 24 \cdot 1} = 0,194 < 1 - \text{условие выполняется.}$$

Так как усилие в стойке  $N_{6-7} = 0$  кН, то требуемые радиусы инерции сечения вычисляем согласно п. 10.4.1 [2]:

$$i_x \geq \frac{l_{ef,x}}{[\lambda_x]} = \frac{0,8 \cdot 300}{200} = 1,2 \text{ см; } i_y \geq \frac{l_{ef,y}}{[\lambda_y]} = \frac{300}{200} = 1,5 \text{ см,}$$

где  $[\lambda_x] = 200$  (табл. 32 [2]).

Согласно [4], принимаем крестовое сечение из двух равнополочных уголков 2L50x5, имеющих следующие характеристики:  $i_x = 1,53$  см;  $i_y = 2,3$  см.

Для удобства дальнейшей работы все вычисления сведем в табл. 2.5. В связи с тем, что ферма имеет симметричное строение, достаточно рассмотреть только её половину. Из таблицы видно, что элементы решетки фермы выполняются из парных уголков одного типоразмера. В реальном проектировании число типоразмеров элементов решетки ограничивают двумя-тремя. Допустимое количество типоразмеров в проекте задает руководитель.

Таблица 2.5

## Результаты расчета стропильной фермы

Тип элемента	Обозначение	Сечение	$A, \text{см}^2$	$N, \text{кН}$	Расчетные длины, см		Радиусы инерции, см		Гибкости		$\varphi$	$\gamma_c$	Проверка прочности
					$l_{ef,x}$	$l_{ef,y}$	$i_x$	$i_y$	$\lambda_x$	$\lambda_y$			
Верхний пояс	1–2	Г Г 100х7	27,5	–275,73	316,23	316,23	3,08	4,31	102,7	73,4	0,476	1	0,88
Нижний пояс	1–3	Г Г 63х5	12,26	261,42	300	900	1,94	2,82	154,6	319,2	–	1	0,89
Раскос	3–4	Г Г 50х5	9,6	62,93	288,8	361	1,53	2,3	188,8	157	–	1	0,273
Раскос	5–6	Г Г 50х5	9,6	74,03	339	424,26	1,53	2,3	222	184,5	–	1	0,32
Стойка	2–3	Г Г 50х5	9,6	–34,902	80	100	1,53	2,3	52,3	43,5	0,78	1	0,194
Стойка	4–5	Г Г 50х5	9,6	–52,353	160	200	1,53	2,3	104,6	87	0,465	0,8	0,61
Стойка	6–7	Г Г 50х5	9,6	0	240	300	1,53	2,3	156,9	130,4	–	–	–

## 2.5. Расчет узлов стропильной фермы

В фермах со стержнями из двух уголков, составленных тавром, узлы проектируют на фасонках, которые заводят между уголками. Стержни решетки прикрепляют к фасонке фланговыми швами (рис. 2.3). Усилие в элементе распределяется между швами по обушке и по перу уголка обратно пропорционально их расстояниям до оси стержня:

$$N_{об} = \alpha_1 N; N_{п} = \alpha_2 N,$$

где  $\alpha_1 = 0,7$ ,  $\alpha_2 = 0,3$  – для равнополочных уголков.

Концы фланговых швов для снижения концентрации напряжений выводят на торцы стержня на 20 мм (п. 15.2.3 [2]).

Сварные швы выполняем полуавтоматической сваркой в среде  $\text{CO}_2$  сварочной проволокой  $\text{Cв} - 08\text{Г}2\text{С}$  (табл. Г.1 [2]) диаметром  $d = 2$  мм.

Согласно п. 14.1.16 [2], полная длина сварного углового шва:

– по металлу шва

$$\begin{cases} l_{об} = \frac{\alpha_1 N}{n \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см;} \\ l_{п} = \frac{\alpha_2 N}{n \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см;} \end{cases}$$

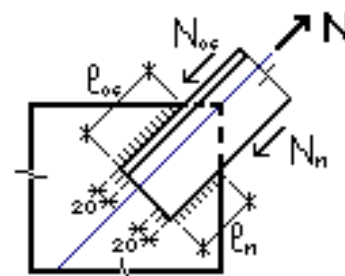


Рис. 2.3

– по металлу границы сплавления

$$\begin{cases} l_{об} = \frac{\alpha_1 N}{n \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см;} \\ l_{п} = \frac{\alpha_2 N}{n \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см,} \end{cases}$$

где  $n = 2$  – количество сварных швов;  $\beta_f = 0,9$ ,  $\beta_z = 1,05$  (табл. 39 [2]);

$k_f = 4$  мм (табл. 38 [2]);  $R_{wf} = 21,5$  кН/см<sup>2</sup> (табл. Г.2 [2]);

$R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65$  кН/см<sup>2</sup> (табл. 4 [2]);  $R_{un} = 37$  кН/см<sup>2</sup> (табл. В.5 [2]);  $\gamma_c = 1,0$  (табл. 1 [2]).

При  $\beta_f R_{wf} = 0,9 \cdot 21,5 = 19,35$  кН/см<sup>2</sup> >  $\beta_z R_{wz} = 1,05 \cdot 16,65 = 17,48$  кН/см<sup>2</sup>

расчет сварных швов выполняем по сечению металла границы сплавления.

*Стойка 4–5*

Усилие в стойке  $N_{4-5} = -52,353$  кН. Длина сварного шва:

– по обушку

$$l_{об} = \frac{0,7 \cdot N_{4-5}}{2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c} + 1 = \frac{0,7 \cdot 52,353}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,4 \cdot 16,65 \cdot 1} + 1 = 3,62 \text{ см;}$$

– по перу

$$l_{п} = \frac{0,3 \cdot N_{4-5}}{2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c} + 1 = \frac{0,3 \cdot 52,353}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,4 \cdot 16,65 \cdot 1} + 1 = 2,12 \text{ см.}$$

Принимаем  $l_{об} = 5$  см,  $l_{п} = 5$  см (п. 14.1.7 [2]).

*Раскос 5–6*

Усилие в раскосе  $N_{5-6} = 74,03$  кН. Длина сварного шва:

– по обушку

$$l_{об} = \frac{0,7 \cdot N_{5-6}}{2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c} + 1 = \frac{0,7 \cdot 74,03}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,4 \cdot 16,65 \cdot 1} + 1 = 4,71 \text{ см;}$$

– по перу

$$l_{п} = \frac{0,3 \cdot N_{5-6}}{2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c} + 1 = \frac{0,3 \cdot 74,03}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,4 \cdot 16,65 \cdot 1} + 1 = 2,6 \text{ см.}$$

Принимаем  $l_{об} = 5$  см,  $l_{п} = 5$  см (п. 14.1.7 [2]).

*Стойка 2–3*

Усилие в стойке  $N_{2-3} = -34,902$  кН. Длина сварного шва:

– по обушку

$$l_{об} = \frac{0,7 \cdot N_{2-3}}{2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c} + 1 = \frac{0,7 \cdot 34,902}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,4 \cdot 16,65 \cdot 1} + 1 = 2,75 \text{ см;}$$

– по перу

$$l_{\pi} = \frac{0,3 \cdot N_{2-3}}{2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c} + 1 = \frac{0,3 \cdot 34,902}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,4 \cdot 16,65 \cdot 1} + 1 = 1,75 \text{ см.}$$

Принимаем  $l_{об} = 5 \text{ см}$ ,  $l_{\pi} = 5 \text{ см}$  (п. 14.1.7 [2]).

Раскос 3–4

Усилие в раскосе  $N_{3-4} = 62,93 \text{ кН}$ . Длина сварного шва:

– по обушку

$$l_{об} = \frac{0,7 \cdot N_{3-4}}{2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c} + 1 = \frac{0,7 \cdot 62,93}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,4 \cdot 16,65 \cdot 1} + 1 = 4,15 \text{ см;}$$

– по перу

$$l_{\pi} = \frac{0,3 \cdot N_{3-4}}{2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c} + 1 = \frac{0,3 \cdot 62,93}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,4 \cdot 16,65 \cdot 1} + 1 = 2,35 \text{ см.}$$

Принимаем  $l_{об} = 5 \text{ см}$ ,  $l_{\pi} = 5 \text{ см}$  (п. 14.1.7 [2]).

Сведем результаты расчета в табл. 2.6.

Таблица 2.6

Результаты расчета длин сварных швов стропильной фермы

Обозначение элемента решетки	Усилие, кН	Сечение	Шов по обушку		Шов по перу	
			$k_f$ , мм	$l_{об}$ , мм	$k_f$ , мм	$l_{\pi}$ , мм
2–3	34,902	50 x 5	4	50	4	50
3–4	62,93	50 x 5	4	50	4	50
4–5	52,353	50 x 5	4	50	4	50
5–6	74,03	50 x 5	4	50	4	50
6–7	0	50 x 5	4	50	4	50

Следующим и завершающим этапом работы является оформление рабочих чертежей по результатам расчетов.

## Рекомендуемая литература

1. Технический регламент о безопасности зданий и сооружений: Федеральный закон № 384 от 30.12.2009 (ред. от 02.07.2013).
2. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81\* / Минстрой России. Москва: ОАО «ЦПП», 2017. 102 с.
3. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\* / Минстрой России. Москва: Минрегион России, 2016. 80 с.
4. Демченко Д.Б. Сокращенный сортамент металлопроката для применения в строительных стальных конструкциях: методические указания. Ростов-на-Дону: РГСУ, 2007. 24 с.
5. Доркин В.В., Рябцева М.П. Металлические конструкции: учебник. Москва: ИНФРА-М, 2014. 457 с. (Среднее профессиональное образование).
6. Кутухтин Е.Г., Коробков В.А. Конструкции промышленных и сельскохозяйственных зданий и сооружений: учебное пособие. 2-е изд., перераб. и доп. Москва: Архитектура-С, 2007. 272 с.
7. Мандриков А.П. Примеры расчета металлических конструкций: учебное пособие. 2-е изд., перераб. и доп. Москва: Стройиздат, 1991. 431 с.
8. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 1. Общая часть. (Справочник проектировщика) / под общ. ред. В.В. Кузнецова; ЦНИИпроектстальконструкция им. Н.П. Мельникова. Москва: АСВ, 1998. 576 с.
9. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 1. Элементы стальных конструкций: учебное пособие / В.В. Горев, Б.Ю. Уваров, В.В. Филиппов [и др.]; под ред. В.В. Горева. Москва: Высшая школа. 1997. 527 с.
10. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 2. Стальные конструкции зданий и сооружений. (Справочник проектировщика) / под общ. ред. В.В. Кузнецова; ЦНИИпроектстальконструкция им. Н.П. Мельникова. Москва: АСВ, 1998. 512 с.
11. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 2. Стальные сооружения, конструкции из алюминиевых сплавов. Реконструкция, обследование, усиление и испытание конструкций зданий и сооружений. (Справочник проектировщика) / под общ. ред. В.В. Кузнецова; ЦНИИпроектстальконструкция им. Н.П. Мельникова. Москва: АСВ, 1999. 528 с.
12. Металлические конструкции: учебник / Ю.И. Кудишин, Е.И. Беленя, В.С. Игнатьева [и др.]; под общ. ред. Ю.И. Кудишина. 12-е изд., стер. Москва: Академия, 2006. 688 с.
13. Павлова А.И. Сборник задач по строительным конструкциям: учебное пособие. Москва: ИНФРА-М, 2014. 143 с. (Среднее профессиональное образование) <https://doi.org/10.12737/831>.
14. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003) / ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. Москва: ОАО «ЦНИИПромзданий», 2005. 214 с.

## Оглавление

Введение.....	3
1. СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ РАБОЧЕЙ ПЛОЩАДКИ.....	4
1.1. Задание на проектирование.....	4
1.2. Подбор настила.....	4
1.3. Подбор сечения балки настила.....	7
1.4. Подбор сечения главной балки.....	9
1.5. Сопряжения балок.....	22
1.6. Расчет колонны.....	23
1.7. Расчет опирания главной балки на колонну.....	25
1.8. Расчет базы колонны.....	27
2. СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЯ ЗДАНИЯ.....	31
2.1. Задание на проектирование.....	31
2.2. Сбор нагрузок на покрытие.....	32
2.3. Определение усилий в элементах фермы.....	33
2.4. Подбор сечений элементов фермы.....	35
2.4.1. Подбор сечения нижнего пояса.....	36
2.4.2. Подбор сечения верхнего пояса.....	37
2.4.3. Подбор сечения элементов решетки.....	39
2.5. Расчет узлов стропильной фермы.....	43
Рекомендуемая литература.....	46

Учебное издание

**Муро Генрих Эдуардович**

## СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Редактор Г.В. Владимирова

Компьютерная обработка: О.И. Пушкина

---

В печать 27.07.2023.

Формат 60×84/16. Объем 3,0 усл. п. л.

Тираж 100 экз. Заказ № 1078. Цена свободная

---

Издательский центр ДГТУ

Адрес университета и полиграфического предприятия:

344003, г. Ростов-на-Дону, пл. Гагарина, 1