

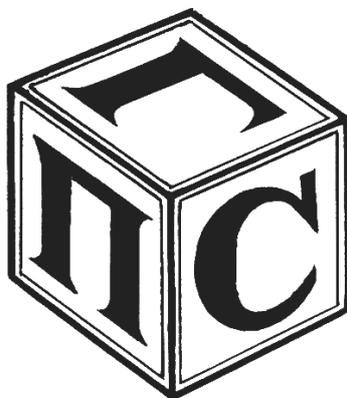
МЕЖГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ  
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ  
«БЕЛОРУССКО-РОССИЙСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Кафедра «Промышленное и гражданское строительство»

# МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

*Методические рекомендации к практическим занятиям  
для студентов специальности 1-70 02 01  
«Промышленное и гражданское строительство»  
очной и заочной форм обучения*

Часть 2



Могилев 2020

УДК 624.014  
ББК 38.54  
М54

Рекомендовано к изданию  
учебно-методическим отделом  
Белорусско-Российского университета

Одобрено кафедрой «Промышленное и гражданское строительство»  
«20» октября 2020 г., протокол № 4

Составители: канд. техн. наук, доц. В. С. Михальков;  
И. И. Мельянцова

Рецензент канд. техн. наук, доц. В. В. Кутузов

В методических рекомендациях рассмотрены примеры и порядок расчета  
стального настила, прокатных и составных балок, балок с перфорированной  
стенкой, центрально-сжатой колонны для студентов специальности 1-70 02 01  
«Промышленное и гражданское строительство».

Учебно-методическое издание

## МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

### Часть 2

Ответственный за выпуск	С. Д. Макаревич
Корректор	Т. А. Рыжикова
Компьютерная верстка	Н. П. Полевничая

Подписано в печать . Формат 60×84/16. Бумага офсетная. Гарнитура Таймс.  
Печать трафаретная. Усл. печ. л. . Уч.-изд. л. Тираж 115 экз. Заказ №

Издатель и полиграфическое исполнение:  
Межгосударственное образовательное учреждение высшего образования  
«Белорусско-Российский университет».

Свидетельство о государственной регистрации издателя,  
изготовителя, распространителя печатных изданий  
№ 1/156 от 07.03.2019.

Пр-т Мира, 43, 212022, Могилев.

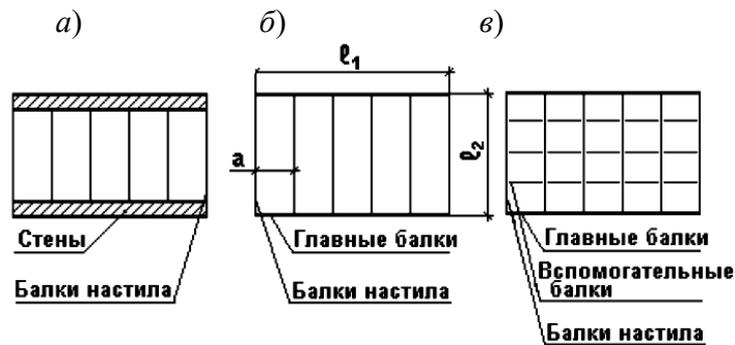
© Белорусско-Российский  
университет, 2020

## Содержание

1 Компоновка балочных перекрытий. Проектирование и расчет стального настила.....	4
2 Подбор сечения прокатных балок настила. Проверка прочности, жесткости и устойчивости прокатных балок.....	6
3 Подбор сечения составных балок. Компоновка сечения и выполнение проверочных расчетов.....	10
3.1 Проверка прочности составной балки по нормальным и касательным напряжениям.....	11
3.2 Проверка жесткости балки.....	11
4 Изменение сечения составных балок .....	16
5 Конструирование и расчет узлов сопряжения балок .....	18
6 Проверка местной устойчивости поясов и стенки составной балки....	20
7 Особенности проектирования и расчет балок с перфорированной стенкой.....	22
8 Подбор и проверка сечения центрально-сжатой колонны. Конструирование и особенности работы сквозных колонн, приведенная гибкость. Проверка прочности колонны.....	26
9 Конструирование и расчет оголовка и базы центрально-сжатой колонны.....	29
9.1 Расчет и конструирование базы колонны.....	29
9.2 Расчет и конструирование оголовка колонны.....	30
Список литературы.....	33

# 1 Компоновка балочных перекрытий. Проектирование и расчет стального настила

Балочные клетки подразделяют на три основных типа: упрощенный, нормальный и усложненный (рисунок 1.1).



*a* – упрощенный; *б* – нормальный; *в* – усложненный

Рисунок 1.1 – Типы балочных клеток

В балочной клетке нормального типа (рисунок 1.1, *б*) нагрузка с настила передается на балки настила, которые, в свою очередь, передают ее на главные балки, опирающиеся на колонны. Балки настила обычно проектируют прокатными, а главные балки могут быть как прокатными (больших профилей), так и составными.

Балки настила в плане рекомендуется размещать с постоянным шагом по длине поддерживающих их балок (главных или вспомогательных). Шаг балок настила определяется несущей способностью и жесткостью настила и обычно назначается равным 0,6...1,6 м при стальном настиле и 1,5...3,5 м при железобетонном настиле.

Предварительно толщину стального настила можно принять в зависимости от интенсивности нагрузки по таблице 1.1.

Таблица 1.1 – Рекомендуемые толщины стального настила

Временная нормативная нагрузка $p$ , кН/м <sup>2</sup>	Толщина стального настила, мм
Менее 10	6
11...20	8
21...30	10...12
Св. 30	12...14

Толщину листа при работе настила на изгиб с распором определяют по формуле

$$t = \frac{15l_n}{4n_0 \cdot \left[ 1 + \frac{72E_1}{n_0^4 \cdot q_n} \right]}, \quad (1.1)$$

где  $n_0$  – заданное отношение пролета настила к его предельному прогибу; принимается равным 150;

$E_1$  – цилиндрический модуль деформаций,  $E_1 = \frac{E}{(1-\nu^2)}$  (здесь  $E$  – модуль

упругости прокатной стали,  $E = 2,06 \cdot 10^5$  МПа,  $\nu$  – коэффициент Пуассона; для стали  $\nu = 0,3$ );

$q_n$  – нормативная нагрузка на 1 см полосы настила.

Растягивающее погонное усилие  $H$ , по которому проверяются сварные швы, прикрепляющие настил, определяется по формуле

$$H = \gamma_f \cdot \frac{\pi^2}{4} \cdot f_u^2 \cdot E_1 \cdot t, \quad (1.2)$$

где  $f_u$  – предельный прогиб настила;

$\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке; принимается  $\gamma_f = 1,3$  – при полном нормативном значении менее 2,0 кПа;  $\gamma_f = 1,2$  – при полном нормативном значении 2,0 кПа и более [1].

**Пример** – Произвести компоновку балочной клетки нормального типа при следующих исходных данных: шаг колонн в продольном направлении  $A = 12$  м, шаг колонн в поперечном направлении  $B = 6$  м. Габариты площадки в плане  $3A \times 3B$ . Временная нормативная распределенная нагрузка на рабочую площадку  $p^n = 24$  кН/м<sup>2</sup>. Сопряжение балок этажное. Допустимый относительный прогиб настила  $\frac{f}{l} = \frac{1}{150}$ .

### Решение

Расчет плоского настила можно выполнить по формулам, приведенным в соответствующих разделах [1, 2]. Можно упростить расчет и определить отношение пролета настила к его толщине по графикам (рисунок 1.2). При иных значениях допускаемого относительного прогиба настила необходимо воспользоваться данными [1, 2].

По графику на рисунке 1.2 в соответствии с исходными данными определяем отношение:  $\frac{l_{наст}}{t_{наст}} = 98$ . По таблице 1.1 принимаем толщину настила  $t = 12$  мм, т. к. значение временной нормативной нагрузки равно 24 кН/м<sup>2</sup>. Тогда  $l_{наст} = 98 \cdot t_{наст} = 98 \cdot 12 = 1176$  мм.

Шаг балок настила  $l_n = 1176 + 100 = 1276$  мм, где 100 мм – ширина полки балки настила в первом приближении.

Определяем число шагов балок настила  $n$ .

$$n = \frac{A}{l_n} = \frac{12000}{1276} = 9,4 \text{ шага.}$$

Принимаем целое число шагов балок настила –  $n = 10$ . Тогда шаг балок настила  $l_n = \frac{12000}{10} = 1200$  мм.

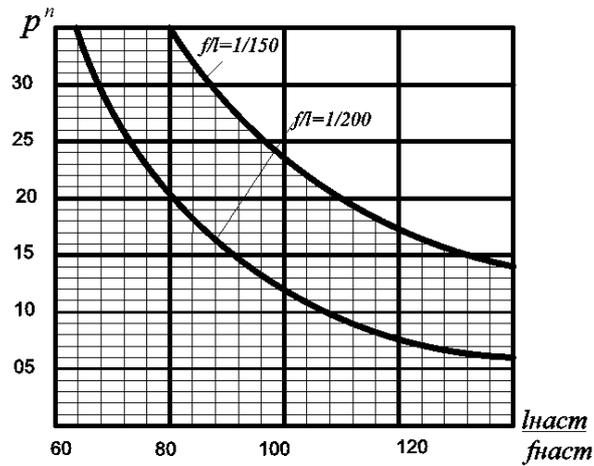


Рисунок 1.2 – Графики для расчета плоского стального настила

В примере балочная клетка разбита на девять ячеек. Расчет и конструирование каждой ячейки в основном одинаков, поэтому рассматриваем только одну среднюю ячейку. Балки настила располагают на главной балке с шагом  $l_n = 1200$  мм. Укрупнительный монтажный стык главной балки остается свободным.

## 2 Подбор сечения прокатных балок настила. Проверка прочности, жесткости и устойчивости прокатных балок

Подбор сечения и проверочные расчеты прокатных балок проводятся на примере расчета балок настила рабочей площадки.

Для проверки прочности изгибаемых элементов в случае упругопластической их работы в соответствии с основным неравенством первого предельного состояния необходимо, чтобы нормальные и касательные напряжения в балке от расчетной нагрузки не превосходили бы соответствующих расчетных значений:

$$\sigma = \frac{M}{c_1 \cdot W} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (2.1)$$

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{I_x \cdot t_w} \leq R_s \cdot \gamma_c, \quad (2.2)$$

где  $M$  и  $Q$  — максимальные момент и поперечная сила в балке от расчетной нагрузки;

$W$  — момент сопротивления нетто поперечного сечения балки;

$S$  — статический момент сдвигающейся части сечения относительно нейтральной оси;

$I_x$  — момент инерции сечения балки;

$t_w$  — толщина стенки балки;

$R_y$  — расчетное сопротивление материала, МПа; принимается в зависимости от марки стали;

$\gamma_c$  — коэффициент условий работы;

$c_1$  — коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций по сечению; предварительно принимают  $c_1 = 1,1$ ;

$R_s$  — расчетное сопротивление стали сдвигу, МПа;

$$R_s = \frac{0,58 \cdot R_{yn}}{\gamma_m}, \quad (2.3)$$

где  $R_{yn}$  — предел текучести стали, принимаемый равным значению предела текучести по государственным стандартам и техническим условиям на сталь, МПа;

$\gamma_m$  — коэффициент надежности по материалу проката.

Проверка второго предельного состояния ведется путем определения прогиба балки от действия нормативных нагрузок при допущении упругой работы материала. Для однопролетной балки, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой, проверка деформативности производится по формуле

$$\frac{f}{l_2} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n \cdot l_2^3}{E \cdot I_x}, \quad (2.4)$$

где  $q^n$  — действительное значение нормативной погонной нагрузки на балку, кН/м<sup>2</sup>; определяется без учета коэффициентов надежности по нагрузке  $\gamma_{fp}$  и  $\gamma_{fg}$  с использованием значений, соответствующих выбранной балке настила.

Расчетная погонная нагрузка на балку определяется как

$$q = (p^n \cdot \gamma_{fp} + g^n \cdot \gamma_{fg}) \cdot l_n + g_b^n \cdot \gamma_{fg}, \quad (2.5)$$

где  $\gamma_{fp}$  – коэффициент надежности по нагрузке для равномерно распределенной нагрузки [3]; принимается равным 1,2 – при полном нормативном значении 2,0 кПа и более; 1,3 – при полном нормативном значении менее 2,0 кПа;

$\gamma_{fg}$  – коэффициент надежности по нагрузке [3]; для металлических конструкций принимается равным 1,05;

$g_b^n$  – собственный вес 1 м балки; обычно предварительно назначается 300...500 Н/м<sup>2</sup>.

**Пример** – Подобрать сечение прокатных балок настила в балочной клетке нормального типа и выполнить проверочные расчеты подобранного сечения по нормальным напряжениям по следующим исходным данным: временная нормативная нагрузка  $p^n = 25$  кН/м<sup>2</sup>; размеры балочной клетки  $l_1 = 13,5$  м,  $l_2 = 7,8$  м; толщина настила  $t = 12$  мм (нагрузка от настила  $g^n = 942$  кН/м). Материал балки настила – сталь С375. Коэффициент условий работы принимаем равным  $\gamma_c = 1$ . Допустимый относительный прогиб балки  $\frac{f}{l} = \frac{1}{250}$ .

*Решение*

Значения расчетных коэффициентов принимаем по [3].

Расчетная нагрузка на балку настила

$$q = (25000 \cdot 1,2 + 942 \cdot 1,05) \cdot 0,9 + 400 \cdot 1,05 = 28310,19 \text{ Н/м.}$$

Максимальный изгибающий момент  $M$  рассчитывается по формуле

$$M_x = \frac{q \cdot l_2^2}{8}. \quad (2.6)$$

$$M_x = \frac{28310,19 \cdot 7,8^2}{8} = 215298,9 \text{ Н}\cdot\text{м.}$$

Наибольшая поперечная сила определяется по формуле

$$Q_y = \frac{q \cdot l_2}{2}. \quad (2.7)$$

$$Q_y = \frac{28310,19 \cdot 7,8}{2} = 110409,74 \text{ Н.}$$

Требуемый момент сопротивления сечения балки нетто для случая упругопластической работы при изгибе балки в одной из главных плоскостей можно определить по формуле

$$W_{xn} = \frac{M}{c_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad (2.8)$$

где  $R_y$  – расчетное сопротивление материала; принимается в зависимости от марки стали;  $R_y = 345$  МПа;

$\gamma_c$  – коэффициент условий работы; предварительно принимаем  $\gamma_c = 1$ .

$$W_{xn} = \frac{215298,9}{1,1 \cdot 345 \cdot 10^6 \cdot 1} = 0,000567 \text{ м}^3 = 567 \text{ см}^3.$$

По сортаменту принимается прокатный двутавр № 33, имеющий  $h = 330$  мм,  $b_f = 140$  мм,  $t_f = 11,2$  мм,  $t_w = 7$  мм,  $A = 53,8$  см<sup>2</sup>,  $G = 42,2$  кг/м,  $I_x = 9840$  см<sup>4</sup>,  $W_x = 597$  см<sup>3</sup>,  $S_x = 339$  см<sup>3</sup>,  $i_x = 13,5$  см,  $I_y = 419$  см<sup>4</sup>,  $W_y = 59,9$  см<sup>3</sup>,  $i_y = 79$  см.

Так как  $G = 42,2$  кг/м, то пересчитываются значения  $q$ ,  $M_x$ ,  $Q_y$ .

$$q = (25000 \cdot 1,2 + 942 \cdot 1,05) \cdot 0,9 + 422 \cdot 1,05 = 28333,29 \text{ Н/м};$$

$$M_x = \frac{28333,29 \cdot 7,8^2}{8} = 215477,67 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

$$Q_y = \frac{28333,29 \cdot 7,8}{2} = 110499,8 \text{ Н}.$$

### Прочность балки по нормальным напряжениям

$$\sigma = \frac{215477,67}{1,1 \cdot 597 \cdot 10^{-6}} = 328,11 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 345 \cdot 1 = 345 \text{ МПа}.$$

Условие выполняется.

### 3 Подбор сечения составных балок. Компонировка сечения и выполнение проверочных расчетов

Расчет и конструирование составных балок выполняются на примере расчета главной балки рабочей площадки.

#### Определение минимальной высоты.

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{R_y \cdot l_1}{E} \cdot f_u \cdot \frac{M_n}{M} \quad \text{или} \quad h_{\min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{R_y \cdot l_1}{E} \cdot f_u \cdot \frac{q_n}{q}, \quad (3.1)$$

где  $f_u$  – предельный относительный прогиб; для главных балок  $f_u = 400$  [3];

$l_1$  – пролет балки;

$q_n$  и  $q$  – нормативная и расчетная погонная нагрузка на балку соответственно.

Минимальная высота балки обеспечивает необходимую жесткость при полном использовании несущей способности материала. С увеличением высоты балки масса поясов уменьшается, а масса стенки возрастает. Назначаемая окончательно высота балки должна быть близкой к оптимальной, но не менее минимальной  $h_{\min}$ .

#### Определение оптимальной высоты.

$$h_{\text{opt}} = k \cdot \sqrt{\frac{W}{t_w}}, \quad (3.2)$$

где  $k$  – коэффициент, зависящий от конструктивного оформления балки; для сварных балок постоянного сечения  $k = 1,2 \dots 1,15$ ; для балок переменного сечения  $k = 1,0$ ;

$W$  – требуемый момент сопротивления.

#### Определение толщины стенки.

Для предотвращения потери местной устойчивости стенки при назначении ее толщины необходимо ориентироваться на формулу

$$t_w = 7 + 3 \cdot \frac{h}{1000}, \quad (3.3)$$

Толщина стенки из условия среза

$$t_{w,\min} = \frac{k \cdot Q}{h_w \cdot R_s \cdot \gamma_c}, \quad (3.4)$$

где  $k$  – коэффициент при работе на срез; без учета поясов  $k = 1,5$  (при наличии внутренних опорных ребер); с учетом работы поясов  $k = 1,2$  (при наличии торцевого опорного ребра).

$h_w$  – высота стенки балки.

### **Подбор сечения поясов.**

Толщина поясного листа сварной балки не должна превышать трех толщин стенки ( $t_f \geq 3t_w$ ) исходя из технологических условий сварки листов разной толщины. По конструктивным соображениям ширина пояса принимается не менее 180 мм или  $\frac{h_b}{10}$  ( $b_f \geq 180$  мм,  $b_f \geq \frac{h_b}{10}$ ).

### **3.1 Проверка прочности составной балки по нормальным и касательным напряжениям**

Фактические момент инерции и момент сопротивления балки

$$I_b = I_w + I_f \left( \frac{h_o}{2} \right)^2 = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2b_f \cdot t_f \cdot \frac{h_o^2}{4}, \quad (3.5)$$

$$W = \frac{2I_b}{h_b}. \quad (3.6)$$

Нормальные напряжения

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq R_y \cdot \gamma_c. \quad (3.7)$$

Применяемые размеры стенки и полок балки необходимо согласовывать с сортаментом на листовую и полосовую сталь.

Касательные напряжения по нейтральной оси сечения у опоры балки

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{I_b \cdot t_w} \leq R_s \cdot \gamma_c, \quad (3.8)$$

где  $S$  – статический момент полусечения, см<sup>3</sup>;

$$S = A_{f1} \frac{h_o}{2} + \frac{A_w}{2} \cdot \frac{h_w}{4}. \quad (3.9)$$

### **3.2 Проверка жесткости балки**

Относительный прогиб балки определяется по формуле

$$\frac{f}{l_1} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_n \cdot l_1}{E \cdot I_b} \leq \left[ \frac{f}{l_1} \right]_u. \quad (3.10)$$

**Пример** – Подобрать сечение и выполнить проверочные расчеты главной балки по нормальным напряжениям по данным примера из раздела 2. Материал главной балки – сталь С285. Коэффициент условий работы принимаем равным  $\gamma_c = 1$ .

*Решение*

Расчетная погонная нагрузка на главную балку

$$q = p^n \cdot \gamma_{fp} \cdot l_2 + g_n \cdot \gamma_{fg} \cdot l_2 + g_b^n \cdot \frac{l_2}{l_n} \cdot \gamma_{fg} + g_{bp}^n \cdot \gamma_{fg}, \quad (3.11)$$

где  $\gamma_{fp}$ ,  $\gamma_{fg}$  – коэффициенты надежности по нагрузке для временной нормативной и постоянной нагрузок; принимаем  $\gamma_{fp} = 1,2$ ;  $\gamma_{fg} = 1,05$ ;

$g_n$  – собственный вес настила;  $g_n = 942 \text{ Н/м}^2$ ;

$g_b^n$  – масса 1 м балки настила;  $g_b^n = 422 \text{ Н/м}$ ;

$g_{bp}^n$  – собственный вес главной балки, предварительно принимаемый равным 1...3 % нагрузки, приходящейся на балку.

Преобразовав формулу 3.11, получаем

$$q = (25000 \cdot 1,2 \cdot 7,8 + 942 \cdot 1,05 \cdot 7,8 + 422 \cdot \frac{7,8}{0,9} \cdot 1,05) \cdot (1 + 0,025 \cdot 1,05) =$$

$$= 252001 \text{ Н/м.}$$

Нормативная нагрузка

$$q_n = 1,025 \cdot (25000 \cdot 7,8 + 972 \cdot 7,8 + \frac{422 \cdot 7,8}{0,9}) = 211155,05 \text{ Н/м.}$$

Согласно расчетной схеме (однопролетная разрезная балка), расчетный изгибающий момент в середине пролета:

$$M_x = \frac{q \cdot l_1^2}{8}. \quad (3.12)$$

$$M_x = \frac{252001 \cdot 13,5^2}{8} = 5740897,86 \text{ Н}\cdot\text{м.}$$

Поперечная сила на опоре

$$Q_y = \frac{q \cdot l_1}{2}. \quad (3.13)$$

$$Q_y = \frac{252001 \cdot 13,5}{2} = 1701006,77 \text{ Н.}$$

Нормативный изгибающий момент

$$M_n = \frac{q_n \cdot l_1^2}{8}. \quad (3.14)$$

$$M_n = \frac{211155,05 \cdot 13,5^2}{8} = 4810375,98 \text{ Н}\cdot\text{м.}$$

Главную балку рассчитываем с учетом развития пластических деформаций. Определяем требуемый момент сопротивления балки по формуле

$$W_x = \frac{M_x}{c_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad (3.15)$$

где  $R_y$  – расчетное сопротивление материала главной балки; принимаем  $R_y = 260$  МПа;

$c_1$  – коэффициент, учитывающий упругопластическую работу материала балки; принимаем  $c_1 = 1,1$ .

$$W_x = \frac{5740897,86}{1,1 \cdot 260 \cdot 10^6 \cdot 1} = 0,020 \text{ м}^3.$$

Компоновку составного сечения начинаем с установления высоты балки. Предварительно задаемся высотой балки  $h \approx 0,1 \cdot l_1 = 0,1 \cdot 13,5 = 1,35$  м.

Определяем толщину стенки  $t_w$  по эмпирической формуле (3.3):

$$t_w = 7 + \frac{3 \cdot 1350}{1000} = 11,05 \text{ мм.}$$

Принимаем  $t_w = 12$  мм.

Определяем оптимальную высоту балки  $h_{opt}$  по формуле (3.2):

$$h_{opt} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{0,02}{0,012}} = 1,48 \text{ м.}$$

Определяем минимальную высоту балки при  $f_u = 400$  для главных балок:

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{260 \cdot 10^6 \cdot 13,5}{2,06 \cdot 10^{11}} \cdot 400 \cdot \frac{4810375,98}{5740897,86} = 1,19 \text{ м.}$$

Предварительно принимаем высоту балки  $h_b = 1,65$  м, толщину полки  $t_f = 25$  мм, тогда  $h_w = h_b - 2 \cdot t_f = 1,65 - 2 \cdot 0,025 = 1,6$  м.

Определяем минимальную толщину стенки  $t_{w,\min}$  из условия работы ее на срез:

$$t_{w,\min} = \frac{1,2 \cdot 1701006,77}{1,6 \cdot \frac{0,58 \cdot 265 \cdot 10^6}{1,025} \cdot 1} = 0,0085 \text{ м.}$$

Принимаем  $t_w = 12$  мм.

Окончательно принимаем высоту балки  $h_b = 1,65$  м.

Для определения ширины полки балки вычисляем требуемый момент инерции сечения балки по формуле

$$I_b = \frac{W_x \cdot h_b}{2}, \quad (3.16)$$

где  $h_b$  – принятая высота главной балки.

$$I_b = \frac{0,02 \cdot 1,65}{2} = 0,0165 \text{ м}^4.$$

Находим момент инерции стенки по формуле

$$I_w = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12}. \quad (3.17)$$

$$I_w = \frac{0,012 \cdot 1,6^3}{12} = 0,0041 \text{ м}^4.$$

Момент инерции, приходящийся на поясные листы,

$$I_f = I_b - I_w = 0,0165 - 0,0041 = 0,0124 \text{ м}^4.$$

Требуемая площадь сечения одной полки

$$A_{f1} = \frac{2 \cdot I_f}{h_0^2}, \quad (3.18)$$

где  $h_0$  – расстояние между центрами полок,  $h_0 = 1,65 - 0,025 = 1,625$  м.

$$A_{f1} = \frac{2 \cdot 0,0124}{1,625^2} = 0,0094 \text{ м}^2.$$

Ширина полки балки

$$b_f = \frac{A_{f1}}{t_f}. \quad (3.19)$$

$$b_f = \frac{0,0094}{0,025} = 0,376 \text{ м.}$$

Принимаем  $b_f = 0,45$  м.

Определяем расчетные геометрические характеристики сечения:

$$I_b = \frac{0,012 \cdot 1,6^3}{12} + 2 \cdot \frac{1,625^2}{4} \cdot (0,45 \cdot 0,025) = 0,0189 \text{ м}^4.$$

$$W = \frac{2 \cdot 0,0189}{1,65} = 0,02229 \text{ м}^3.$$

**Проверка прочности балки по нормальным напряжениям**

$$\sigma = \frac{5740897,86}{0,0229} = 250694,23 = 250,69 \text{ МПа} < 260 \cdot 1 = 260 \text{ МПа.}$$

Недонапряжение составляет  $\frac{260 - 250,69}{260} \cdot 100 \% \approx 3,5 \%$ , что допустимо.

#### 4 Изменение сечения составных балок

Сечение составной балки, выбранное по максимальному изгибающему моменту, можно уменьшить в местах снижения моментов (для разрезных балок – у опор). Изменение сечения поясов производим на расстоянии  $x = \frac{1}{6}l$  от опор, при этом изменение сечения не должно попасть на балку настила.

**Прочность при нормальном напряжении** в сварном стыковом шве

$$\sigma_1 = \frac{M_1}{W_1} \leq R_{wy} \cdot \gamma_c, \quad (4.1)$$

где  $R_{wy}$  – расчетное сопротивление стыкового шва. При визуальных методах контроля качества сварных швов  $R_{wy} = 0,85 \cdot R_y$ , при физических –  $R_{wy} = R_y$ .

$$M_1 = \frac{q \cdot x(l_1 - x)}{2}, \quad (4.2)$$

где  $x$  – расстояние от опоры до места изменения сечения.

По моменту  $M_1$  определяется требуемый момент сопротивления, а затем момент инерции измененного сечения:

$$W_1^{mp} = \frac{M_1}{R_{wy}}; \quad (4.3)$$

$$I_1^{mp} = W_1^{mp} \frac{h_b}{2}. \quad (4.4)$$

Требуемые момент инерции поясов и площадь сечения поясов

$$I_{1f} = I_1^{mp} - I_w; \quad (4.5)$$

$$A_{1f} = \frac{2I_{1f}}{h_0^2}. \quad (4.6)$$

**Пример** – Изменить сечение главной балки, уменьшив ширину пояса на расстоянии  $1/6$  от опоры по исходным данным примера из раздела 3. Контроль качества сварных швов – визуальный. Провести проверку измененного сечения по нормальным напряжениям.

*Решение*

Сечения поясов соединяют сварным швом встык без применения физических методов контроля, т. е.  $R_{wy} = 0,85 \cdot R_y = 0,85 \cdot 260 = 221$  МПа.

Момент, действующий в месте изменения сечения на расстоянии от опоры 2 м,

$$M_1(x) = \frac{252001 \cdot 2 \cdot (13,5 - 2)}{2} = 2898011,5 \text{ Н}\cdot\text{м}.$$

По моменту  $M_1(x)$  определяем требуемый момент сопротивления, а затем момент инерции измененного сечения исходя из прочности сварного стыкового шва, работающего на растяжение:

$$W_1^{mp} = \frac{M_1}{R_{wy}} = \frac{2898011,5}{221 \cdot 10^6} = 0,013113 \text{ м}^3;$$

$$I_1^{mp} = W_1^{mp} \cdot \frac{h_b}{2} = 0,013113 \cdot \frac{1,65}{2} = 0,0108 \text{ м}^4.$$

Требуемый момент инерции поясов и требуемая площадь сечения поясов

$$I_{1f} = I_1^{mp} - I_w = 0,0108 - 0,0041 = 0,0067 \text{ м}^4;$$

$$A_{1f} = \frac{2 \cdot I_{1f}}{h_0^2} = \frac{2 \cdot 0,0067}{1,625^2} = 0,005 \text{ м}^2.$$

Ширина уменьшенного сечения пояса  $b_{1f} = \frac{A_{1f}}{t_f} = \frac{0,005}{0,025} = 0,203$  м; принимаем 0,24 м по конструктивным требованиям.

Момент инерции и момент сопротивления уменьшенного сечения

$$I_1 = I_w + 2 \cdot b_{1f} \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_0}{2}\right)^2 = 0,0041 + 2 \cdot 0,24 \cdot 0,025 \cdot \left(\frac{1,625}{2}\right)^2 = 0,012 \text{ м}^4;$$

$$W_1 = 2 \cdot \frac{I_1}{h_b} = 2 \cdot \frac{0,012}{1,65} = 0,0145 \text{ м}^3.$$

Нормальные напряжения

$$\sigma_{\max} = \frac{2898011,5}{0,0145} = 199862862 = 199,86 \text{ МПа} < R_{wy} \cdot \gamma_c = 221 \cdot 1 = 221 \text{ МПа.}$$

Условие выполняется.

## 5 Конструирование и расчет узлов сопряжения балок

*Этажное* сопряжение, при котором одна балка опирается сверху на другую, является простейшим, но из-за возможного отгиба верхнего пояса главной балки оно может передавать небольшие опорные реакции. Балки настила укладываются на верхний пояс главной балки и прикрепляются к нему двумя болтами нормальной точности диаметром 20 мм без расчета.

В месте приложения местной нагрузки следует проверить стенку главной балки на местные напряжения  $\sigma_{loc}$ :

$$\sigma_{loc} = \frac{Q}{t_f \cdot l_{ef}} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (5.1)$$

где  $Q$  – расчетное значение местной нагрузки (принимается равным  $Q$  для балки настила), кН;

$l_{ef}$  – условная длина распределения нагрузки,  $l_{ef} = b_f + 2t_f$ .

В случае, если условие (5.1) не выполняется, стенку главной балки следует укрепить ребром жесткости.

Сопряжение балок в *одном уровне* способно передать большие опорные реакции. Недостаток этого сопряжения – необходимость выреза верхней полки и части стенки балки настила.

При болтах нормальной и повышенной точности требуемое количество болтов можно найти по формуле

$$n \geq \frac{1,2Q}{N_{b,\min} \cdot \gamma_c}, \quad (5.2)$$

где  $N_{b,\min}$  – меньшее из значений расчетного усилия для одного болта на срез или смятие.

Сечения соединяемых элементов следует проверить на срез с учетом ослабления отверстиями под болты, т. е. по площади соединяемых элементов нетто:

$$\frac{Q}{(h - n \cdot d)t} \leq R_s \cdot \gamma_c, \quad (5.3)$$

где  $h, t$  – высота и толщина сечения соединительного элемента.

**Пример** – Рассчитать и законструировать соединение балки настила (двутавр № 33) с главной балкой в случае их сопряжения в одном уровне. Сечение главной балки принято по примеру из раздела 3. Опорная реакция балки настила 110,499 кН. Материал – сталь С285 по ГОСТ 27772–2015.

### Решение

Для крепления балки настила принимаем болты М20 класса точности В, класса прочности 5.8. Тогда расчетное усилие, воспринимаемое одним болтом, из условия среза

$$N_b = R_{bs} \cdot A \cdot n_s \cdot \gamma_b = 200 \cdot 10^6 \cdot 3,14 \cdot 10^{-4} \cdot 1 \cdot 0,9 = 56520 \text{ Н} = 56,52 \text{ кН},$$

где  $R_{bs}$  – расчетное сопротивление болтов срезу;  $A = 3,14 \text{ см}^2$  – площадь поперечного сечения болта;  $n_s = 1$  – количество плоскостей среза;  $\gamma_b = 0,9$  – коэффициент условий работы болтового соединения [3].

Расчетное усилие, которое может быть воспринято одним болтом, из условия смятия

$$N_b = R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot d \cdot \Sigma t = 465 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 0,02 \cdot 0,007 = 58590 \text{ Н} = 58,59 \text{ кН},$$

где  $\Sigma t_{\min}$  – минимальная толщина элемента, сминаемая в одном направлении.

$\Sigma t_{\min} = \min(t_s; t_w) = 7 \text{ мм}$ . Значения  $R_{bp}, \gamma_b$  взяты из [3].

Определяем количество болтов

$$n = \frac{1,2 \cdot 110499}{41607 \cdot 1} = 2,34.$$

Окончательно принимаем три болта М 20. Отверстия под болты проектируем диаметром 22 мм. Для болтов нормальной точности диаметр отверстий принимается на 1...2 мм больше диаметра болта. Размещаем болты по высоте балки настила, выполняя конструктивные требования, предъявляемые к болтовым соединениям.

## 6 Проверка местной устойчивости поясов и стенки составной балки

Потеря местной устойчивости (местное выпучивание) может произойти в стенке или поясе балки под действием нормальных (сжимающих) или касательных напряжений.

Местная устойчивость сжатого пояса обеспечена, если отношение свободного свеса полки  $b_f$  к ее толщине  $t_f$  не должно превышать значений, вычисляемых по формулам

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (6.1)$$

с учетом развития пластических деформаций

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0,11 \frac{h_w}{t_w}. \quad (6.2)$$

Принимая значение толщины стенки, необходимо учитывать, что местная устойчивость без дополнительного укрепления стенки продольным ребром обеспечивается, если выполняется условие

$$t_w \geq \frac{h_w}{5,5} \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (6.3)$$

Проверку местной устойчивости стенки выполняют с учетом значений ее условной предельной гибкости и наличия местной нагрузки на пояс балки в следующем порядке. Сначала определяют необходимость постановки ребер жесткости по формуле

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (6.4)$$

Если значение условной гибкости  $\bar{\lambda}_w$  превышает 3,2 при отсутствии подвижной нагрузки, то стенку балки следует укреплять поперечными ребрами жесткости. При этом расстояние между основными поперечными ребрами жесткости не должно превышать  $2h_0$ . При  $\bar{\lambda}_w \leq 3,2$ , расстояние между ребрами жесткости не должно быть более  $2,5h_0$ .

В стенке, укрепленной только поперечными ребрами, ширина их выступающей части  $b_h$  должна быть для симметричного парного ребра

не менее  $\frac{h_0}{30} + 40$  мм; толщина ребра жесткости  $t_h$  должна быть не менее  $2b_h \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ .

**Пример** – Проверить местную устойчивость стенки подобранного в примере из раздела 3 сечения главной балки ( $t_w = 0,012$  м;  $h_w = 1,6$  м;  $h = 1,65$  м).

*Решение*

Проверим местную устойчивость стенки главной балки:

$$t_w = 0,012 \geq \frac{1,6}{5,5} \cdot \sqrt{\frac{260 \cdot 10^6}{2,06 \cdot 10^{11}}} = 0,0103 \text{ м.}$$

Условие выполняется, следовательно, дополнительного укрепления стенки главной балки продольным ребром не требуется.

Определяем необходимость постановки поперечных ребер жесткости:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{1,6}{0,012} \cdot \sqrt{\frac{260 \cdot 10^6}{2,06 \cdot 10^{11}}} = 4,74.$$

Значение условной гибкости  $\bar{\lambda}_w$  превышает 3,2; подвижная нагрузка отсутствует, значит, стенку балки *следует укреплять* поперечными ребрами жесткости. Расстояние между основными поперечными ребрами не должно превышать  $2 \cdot h_0 = 2 \cdot 1,625 = 3,25$  м. В стенке, укрепленной только поперечными ребрами, ширина их выступающей части  $b_h$  должна быть для симметричного парного ребра не менее  $\frac{h_0}{30} + 40 = \frac{1625}{30} + 40 = 94,1$  мм = 0,0941 м; принимаем ширину поперечного ребра равным 0,1 м.

Толщина ребра  $t_h$  должна быть не менее

$$2 \cdot b_h \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 0,1 \cdot \sqrt{\frac{260 \cdot 10^6}{2,06 \cdot 10^{11}}} = 0,0071 \text{ м.}$$

Принимаем толщину ребра 8 мм.

## 7 Особенности проектирования и расчет балок с перфорированной стенкой

Балки с перфорированной стенкой получают путем разрезки исходного двутавра по зигзагу с последующей сваркой выступов. Эти балки относятся к эффективным конструкциям и могут быть разрезными и неразрезными, выполнены из одной или двух сталей (с более прочной сталью в растянутой зоне) с симметричной относительно середины балки и несимметричной схемами разрезки.

Расчет балок с перфорированной стенкой в СНиП II-23-81\* [3] принят по упрощенной модели. Напряжения определяются, как в обычной балке, ослабленной отверстиями с учетом дополнительного момента в поясе от поперечной

$$\text{силы } M_f = Q \frac{a}{2}.$$

Для бистального двутавра с одной осью симметрии напряжения в характерных точках сечения составляют

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{Mh_1}{I_x} + \frac{Q_1 a}{2W_{1\max}} \leq R_{y1} \cdot \gamma_c; \\ \sigma_2 &= \frac{Md_1}{I_x} + \frac{Q_1 a}{2W_{1\min}} \leq \frac{R_{u1} \cdot \gamma_c}{\gamma_u}; \\ \sigma_3 &= \frac{Mh_2}{I_x} + \frac{Q_2 a}{2W_{2\max}} \leq R_{y2} \cdot \gamma_c; \\ \sigma_4 &= \frac{Md_2}{I_x} + \frac{Q_2 a}{2W_{2\min}} \leq \frac{R_{u2} \cdot \gamma_c}{\gamma_u}, \end{aligned} \quad (7.1)$$

$$\text{где } Q_1 = \frac{QI_1}{(I_1 + I_2)}; Q_2 = \frac{QI_2}{(I_1 + I_2)};$$

$M, Q$  – изгибающий момент и поперечная сила в сечении балки;

$I_x$  – момент инерции ослабленного сечения относительно оси  $x-x$ ;

$W_{1\max}, W_{1\min}$  – наибольший и наименьший моменты сопротивления верхнего тавра;

$W_{2\max}, W_{2\min}$  – наибольший и наименьший моменты сопротивления нижнего тавра;

$I_1, I_2$  – моменты инерции тавров относительно собственных осей.

Прочность стыковой сварки шпонок проверяют по формуле

$$\tau = \frac{QS_{0,5}S}{I_x t_w a R_s \gamma_c} \leq 1. \quad (7.2)$$

Прочность стыковой сварки опорного сечения проверяют на поперечную силу  $Q$  в сечениях  $\delta = c + s - 0,5a$  от опоры по формуле

$$\tau = \frac{Q_{\text{sup}} s}{t_w h_3 a} \leq R_s \gamma_c. \quad (7.3)$$

При определении прогиба момент инерции сечения с отверстиями умножается на коэффициент 0,95.

Компоновка сечения начинается с установления номера исходного балочного или широкополочного двутавра. Если балка бистальная, то приближенное значение момента сопротивления верхнего двутавра

$$W_{of1} = \frac{0,65 M_{\text{max}}}{R_y \gamma_c}, \quad (7.4)$$

нижнего

$$W_{of2} = \frac{0,55 M_{\text{max}}}{R_y \gamma_c}. \quad (7.5)$$

Если балки из одной стали, то момент сопротивления устанавливается по формуле (7.2). По  $W_{of}$  и минимальной высоте komponуют балку с перфорированной стенкой.

**Пример** – Разработать сечение балки с перфорированной стенкой из одной стали.  $M = 1080$  кН·м,  $Q = 360$  кН,  $q = 60$  кН/м (рисунок 7.1), коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1,2$ . Сталь С345. Для толщины фасона 10...20 мм  $R_y = 315$  МПа,  $R_s = 183$  МПа,  $R_{un} = 470$  МПа,  $\gamma_u = 1,3$ ,  $\sqrt{\frac{E}{R_y}} = 25,6$ , предельный

прогиб  $\frac{f}{l} = \frac{1}{250}$ . Коэффициент условия работы принять  $\gamma_c = 1,0$ .

*Решение*

Требуемый момент сопротивления двутавра по формуле (7.4)

$$W_{of1} = \frac{0,65 \cdot 1080 \cdot 10^3}{315 \cdot 10^6 \cdot 1,0} = 0,002229 \text{ м}^3 = 2229 \text{ см}^3.$$

По сортаменту принимаем широкополочный двутавр 50Ш1,  $W_x = 2500 \text{ см}^3$ ,  $h_0 = 484$  мм. Высота пояса тавра  $h_f = \nu h_0 = 0,25 \cdot 484 = 121$  мм.

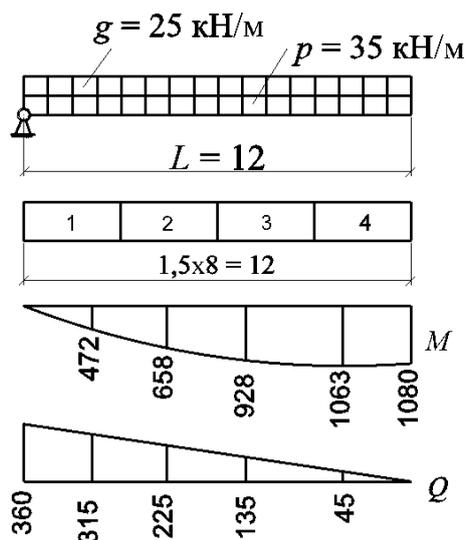


Рисунок 7.1 – К примеру

Геометрические характеристики тавра (рисунок 7.2): координата центра тяжести  $z = 19,9 \approx 20$  мм,  $I_x = 441$  см<sup>4</sup>;  $A_f = 59,5$  см;  $W_{x\max} = 221,7$  см<sup>3</sup>;  $W_{x\min} = 43,6$  см<sup>3</sup>. Эти данные могут быть подсчитаны или получены по справочным данным сортамента.

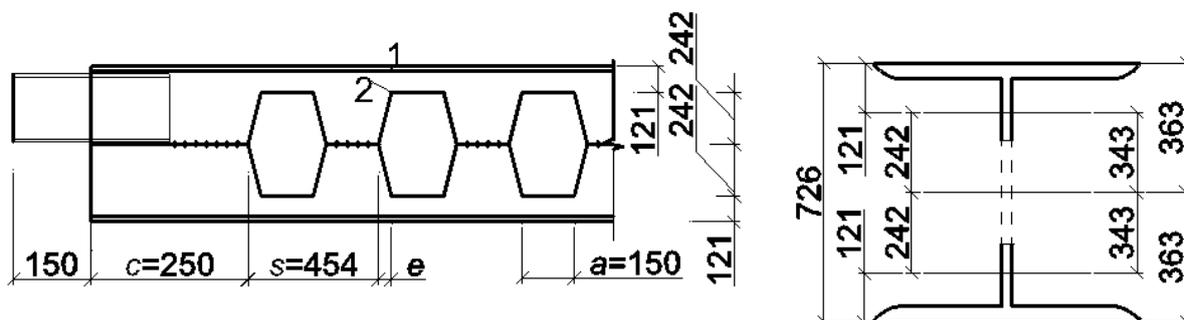


Рисунок 7.2 – Характеристики тавра

Расчет параметров реза двутавров. Принимая  $d = d = \frac{h_0}{3} = 150$  мм

(что в пределах  $a = (0,7 \dots 2)h_f = 85 \dots 242$  мм), длину опорной части  $K = 150$  мм и назначив  $c = 250$  мм,  $s = 3a$ , из выражения  $l = 2c + sn - a + 2K$  устанавливаем число отверстий с округлением до целого числа  $n = 25$ . Тогда окончательно  $a = 150$  мм,  $e = 77$  мм,  $c = 250$  мм,  $d = 242$  мм,  $s = 2(a + e) = 2(150 + 77) = 454$  мм.

Момент инерции сечения с отверстиями  $I_x = 2 \cdot (441 + 59,5 \cdot 34,32^2) = 140884$  см<sup>4</sup>. Напряжения в точках 1 и 2 (см. рисунок 7.2) проверяют в трех сечениях по формулам (7.1) и (7.3).

В сечении на расстоянии  $\delta = c = s = 0,5K - 0,5 = 0,7$  м, где  $Q_x = 339$  кН,

$$\frac{339 \cdot 45,4 \cdot 10}{1,04 \cdot 68,6 \cdot 15 \cdot 183} = 0,79 \leq 1.$$

В сечении середины балки, где  $M = 1080$  кН·м, а  $Q = 0$ ,

$$\frac{1080 \cdot 36,3 \cdot 10^3}{140884 \cdot 315} = 0,88 \leq 1; \quad \frac{1080 \cdot 24,2 \cdot 10^3}{140884 \cdot 362} = 0,51 \leq 1.$$

В сечении с максимальным нормальным напряжением при  $x = \frac{l(2-\beta)}{4}$ , где

$$\beta = \frac{\sigma_{Q1}}{\sigma_{M1}} - \text{соотношение максимальных напряжений на опоре от } Q = \frac{Q}{2} \text{ и напря-$$

жений от максимального момента в пролете  $M_{\max}$ ,

$$\sigma_{Q1} = \frac{2Q_1}{2W_{f \max}} = \frac{360 \cdot 0,15 \cdot 10}{2 \cdot 2 \cdot 221,7} = 61 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{M1} = \frac{Mh_1}{I_x} = \frac{1080 \cdot 36,3 \cdot 10^3}{140884} = 278 \text{ МПа}.$$

Тогда

$$\delta = \frac{12(2 - \frac{61}{278})}{4} = 5,34 \text{ м}.$$

Усилия в этом сечении –  $M = 1067$  кН·м,  $Q = 40$  кН.

Напряжения находим по формуле (7.1).

$$\sigma_1 = \frac{1067 \cdot 36,3 \cdot 10^3}{140884} + \frac{40 \cdot 0,15 \cdot 10}{2 \cdot 2 \cdot 221,7} = 281 \text{ МПа} < 315 \text{ МПа};$$

$$\sigma_2 = \frac{1067 \cdot 24,2 \cdot 10^3}{140884} + \frac{40 \cdot 0,15 \cdot 10}{2 \cdot 2 \cdot 43,6} = 217 \text{ МПа} < 362 \text{ МПа}.$$

Условия выполняются.

Напряжение в стыковом шве выступов (шпонок) определяем по формуле (7.2) при  $Q = 339$  кН;  $S_{0,5} = 2268$  см<sup>3</sup>;  $I_x = 145223$  см<sup>4</sup>:

$$\tau = \frac{339 \cdot 2268 \cdot 10 \cdot 45,4}{145223 \cdot 1,04 \cdot 15 \cdot 183 \cdot 1} = 0,84 < 1.$$

Условие выполняется.

## 8 Подбор и проверка сечения центрально-сжатой колонны. Конструирование и особенности работы сквозных колонн, приведенная гибкость. Проверка прочности колонны

Центрально-сжатые колонны воспринимают вертикальную продольную силу, приложенную по оси колонны, поэтому все поперечное сечение колонны испытывает равномерное сжатие.

Расчетная схема колонны определяется способом закрепления ее в фундаменте и способом прикрепления балок, передающих нагрузку на колонну. Соединение колонны с фундаментом может быть жестким или шарнирным.

Стержень сквозной центрально-сжатой колонны обычно состоит из двух ветвей (швеллеров или двутавров), связанных между собой решетками. Ось, пересекающая ветви, называется материальной ( $x-x$ ); ось, параллельная ветвям, называется свободной ( $y-y$ ). Расчетом относительно материальной оси определяют номер профиля, относительно свободной – назначается расстояние между ветвями, при котором обеспечивается равноустойчивость стержня в двух перпендикулярных плоскостях.

Относительно материальной оси стержень работает как сплошной, поэтому его расчет не отличается от расчета сплошных центрально-сжатых колонн. Проверка устойчивости в этом случае проводится по формуле

$$\sigma = \frac{N}{2\varphi_x \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c. \quad (8.1)$$

Относительно свободной оси  $y-y$  ветви колонны не имеют сплошного соединения, а соединены в отдельных местах раскосами или планками, поэтому жесткость в этом направлении понижена. Это учитывается вычислением *приведенной* гибкости стержня  $\lambda_{ef}$ , зависящей от конструкции соединения ветвей, и устойчивости стержня относительно свободной оси и проверяется по формуле

$$\sigma = \frac{N}{2\varphi_y \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c. \quad (8.2)$$

Равноустойчивость колонны в обеих плоскостях ( $x-x$  и  $y-y$ ) обеспечивают раздвижкой ветвей на такое расстояние, чтобы приведенная гибкость  $\lambda_{ef}$  по свободной оси была не более гибкости колонны по материальной ( $\lambda_{ef} \leq \lambda_x$ ).

Требуемая площадь сечения одной ветви центрально-сжатой колонны (при условии обеспечения устойчивости относительно главных осей ее сечения) определяется по формуле

$$A = \frac{N}{2\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad (8.3)$$

где  $N$  – сила, действующая на колонну, кН;

$\varphi$  – коэффициент продольного изгиба, определяемый в зависимости от гибкости колонны.

Расчет сквозной колонны относительно свободной оси заключается в определении расстояния между ветвями из условий равновесия колонны в двух плоскостях  $\lambda_{ef} = \lambda_x$ . Гибкость ветви колонны с соединительными планками рекомендуется принимать  $\lambda_1 = 30...35$ , но не более 40.

Требуемое значение гибкости относительно свободной оси

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_{ef}^2 - \lambda_1^2} = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_1^2}. \quad (8.4)$$

Требуемое расстояние между ветвями  $b_0 = \frac{i_y}{\alpha_2}$ . Коэффициент  $\alpha_2$  зависит от

типа сечения ветвей.

Из сортамента принимаются значения момента инерции  $I_1$  и радиуса инерции  $i_1$  ветви относительно оси  $y$ , площадь сечения ветви  $A$  и расстояние  $z_0$  от центра тяжести профиля (ось  $y-y$ ) до наружной грани. Момент инерции колонны  $I_y$ :

– для двух швеллеров

$$I_y = 2 \left[ I_1 + A \left( \frac{b}{2} - z_0 \right)^2 \right]; \quad (8.5)$$

– для двух двутавров

$$I_y = 2 \left[ I_1 + A \left( \frac{b_0}{2} \right)^2 \right]. \quad (8.6)$$

Расчетная длина ветви

$$l_0 = \lambda_1 \cdot i_1. \quad (8.7)$$

Момент инерции планок

$$I_{nl} = \frac{t_{nl} \cdot h_{nl}^3}{12}. \quad (8.8)$$

Радиус инерции сечения стержня относительно свободной оси и гибкости стержня колонны относительно свободной оси вычисляется по формулам

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}; \quad \lambda_y = \frac{l_{ef}}{i_y}. \quad (8.9)$$

Для вычисления приведенной гибкости колонны относительно свободной оси необходимо проверить отношение погонных жесткостей планки и ветви

$$\frac{1}{h} = \frac{I_{nl} \cdot l_1}{I_1 \cdot b_0}. \quad (8.10)$$

Приведенная гибкость колонны  $\lambda_{ef}$  зависит от соотношения  $\frac{1}{h}$ :

– при  $\frac{1}{h} \geq 5$  (деформации планок не учитываются)

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_{y1}^2}; \quad (8.11)$$

– при  $\frac{1}{h} < 5$  (с учетом деформации планок)

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82\lambda_{y1}^2(1+n)}, \quad (8.12)$$

где  $\lambda_{y1} = \frac{l_0}{i_1}; n = \frac{1}{(1/h)}$ .

По приведенной гибкости  $\lambda_{ef}$  определяется значение коэффициента продольного изгиба  $\varphi_y$ .

Проверка устойчивости стержня производится по формуле (8.2).

**Пример** – Подобрать сечение центрально-сжатой сквозной колонны на планках. Материал колонны – сталь С245 ( $R_y = 240$  МПа). Расчетная длина колонны – 6м. Расчетное продольное усилие  $N = 1300$  кН. Коэффициент условия работы  $\gamma_c = 1$ . Планки к ветвям колонны крепят ручной сваркой электродами Э42.

*Решение*

Требуемую площадь сечения центрально-сжатой колонны (при условии обеспечения устойчивости относительно главных осей ее сечения) определим по формуле (8.3). Принимаем  $\lambda = 60$ , тогда  $\varphi = 0,805$ .

$$A = \frac{1300000}{2 \cdot 0,805 \cdot 240 \cdot 10^6 \cdot 1} = 0,003364 \text{ м}^2.$$

По полученным значениям по сортаменту принимаем два двутавра № 24 (по ГОСТ 8239–72):  $A = 34,8 \text{ см}^2$ ;  $i_y = 2,37 \text{ см}$ ;  $i_x = 9,97 \text{ см}$ ;  $I_y = 198 \text{ см}^4$ .

Тогда значение действительной гибкости

$$\lambda_x = \frac{l_{ef}}{i_x} = \frac{6}{0,0997} = 60,18.$$

Коэффициент, определяемый по действительной гибкости,  $\phi_x = 0,806$ .

Выполняем проверку устойчивости принятого стержня:

$$\sigma = \frac{N}{2 \cdot \phi_x \cdot A} = \frac{1300000}{2 \cdot 0,806 \cdot 0,00348} = 231738969 = 231,74 \text{ МПа};$$

$$< R_y \cdot \gamma_c = 240 \cdot 1 = 240 \text{ МПа}.$$

Условие выполняется.

## 9 Конструирование и расчет оголовка и базы центрально-сжатой колонны

### 9.1 Расчет и конструирование базы колонны

База является опорной частью колонны и служит для передачи усилий с колонны на фундамент. Конструктивное решение базы зависит от типа и высоты сечения колонны, способа ее сопряжения с фундаментом, принятого метода монтажа колонн.

*Расчет баз с траверсами.* Размеры плиты в плане принимают из условия прочности фундамента

$$A_p = \frac{N}{f_{cud}}, \quad (9.1)$$

где  $f_{cud}$  – расчетное сопротивление бетона смятию.

Толщина плиты определяется ее работой на изгиб как пластинки, опертой на торец колонны, траверсы и ребра:

$$t_p = \sqrt{\frac{6M}{R_y \gamma_c}}. \quad (9.2)$$

Высота траверсы определяется прочностью угловых сварных швов, прикрепляющий траверсу. При четырех швах  $l_w = \frac{N}{4\beta_f k_f R_{wf}}$ . Высота траверсы должна быть не более  $85\beta_f k_f$ . При креплении траверс или ребер угловыми швами их прочность проверяют на равнодействующую напряжений:

$$\tau_w = \sqrt{\tau_M^2 + \tau_Q^2} \leq R_w \gamma_w \gamma_c; \quad (9.3)$$

$$\tau_M = \frac{6M}{\beta k_f l_w^2}; \tau_Q = \frac{Q}{\beta k_f l_w}. \quad (9.4)$$

При креплении стыковыми швами их прочность проверяется по приведенным напряжениям:

$$\sigma_w = \sqrt{\sigma_w^2 + 3\tau_w^2} \leq 1,15 R_{wy} \gamma_c. \quad (9.5)$$

## 9.2 Расчет и конструирование оголовка колонны

Оголовок служит для передачи на стержень колонны нагрузки от опирающихся на них конструкций.

Толщину ребра оголовка принимают из условия смятия

$$t_r = \frac{N}{l_p R_p}, \quad (9.6)$$

где  $l_p$  – длина сминаемой поверхности, равная ширине опорного ребра балки плюс две толщины плиты оголовка колонны, м;

$R_p$  – расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности, принимаемое [3].

Высота ребра определяется по длине вертикальных швов, приваривающих ребро:

$$h_r = \frac{N}{4\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}, \quad (9.7)$$

но не более  $85\beta_f k_f$ .

Стенку колонны проверяют на срез:

$$\tau = \frac{N}{2h_r t_r} \leq R_s \gamma_c. \quad (9.8)$$

Если условие не выполняется, то можно провести местное усиление стенки оголовка в пределах высоты оголовка более толстой вставкой.

**Пример 1** – Определить размеры опорной плиты базы центрально-сжатой сквозной колонны на планках. Сечение колонны – два двутавра 35Б1 ( $h = 346$  мм). Расчетное усилие в колонне  $N = 1990$  кН;  $f_{cud} = 8$  МПа; класс бетона на фундамента – С12/15.

*Решение*

Требуемая площадь опорной плиты

$$A_p = \frac{1990 \cdot 10^3}{8 \cdot 10^6} = 2486 \text{ см}^2.$$

Назначаем толщину траверсы  $t_t = 10$  мм. Вылет консольной части плиты принимается  $c = 40$  мм. Тогда ширина плиты

$$B_{nl} = h + 2 \cdot (t_t + c) = 34,6 + 2 \cdot (1,0 + 4) = 44,6 \text{ см}.$$

Принимаем  $B_{nl} = 45$  см. Требуемая длина плиты

$$L_{nl} = \frac{A_{nl}}{B_{nl}} = \frac{2486}{45} = 55,27 \text{ см}.$$

Получаем плиту с размерами в плане  $570 \times 450$  мм.

Среднее напряжение в бетоне под плитой

$$\sigma_f = \frac{N}{B_{nl} \cdot L_{nl}} = \frac{1990 \cdot 10^3}{0,57 \cdot 0,45} = 7,76 \text{ МПа} < f_{cud} = 8 \text{ МПа}.$$

Прочность бетона фундамента обеспечена.

**Пример 2** – Рассчитать оголовок сквозной колонны центрально-сжатой колонны. Сечение – два двутавра 35Б1 ( $t_w = 6,2$  мм). Расчетное усилие в колонне  $N = 1990$  кН. Сварка полуавтоматическая в среде углекислого газа проволокой СВ-08Г2С,  $\beta_f = 0,9$ ,  $\beta_f = 1,05$ ,  $R_{wf} = 215$  МПа. Материал колонны – сталь С345К. Ширина опорного ребра балки  $b_{on} = 250$  мм.

*Решение*

Толщину опорной плиты оголовка назначаем конструктивно 20 мм. Задаем катетом сварного шва  $k_{f,\min} = 6 \text{ мм} < k_f = 7 \text{ мм} < k_{f,\max} = 1,2 \cdot 6,2 = 7,44 \text{ мм}$ .

Высоту ребра оголовка определяем требуемой длиной швов, передающих нагрузку на стержень колонны (длина швов не должна быть больше  $85 \cdot \beta_f \cdot k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,007 = 0,535 \text{ м}$ ):

$$h_r = \frac{1990000}{4 \cdot 0,007 \cdot 0,7 \cdot 215 \cdot 10^6} = 0,472 \text{ м.}$$

Принимаем  $h_r = 0,48 \text{ м}$ .

Толщину ребра оголовка определяем из условия сопротивления на смятие под полным опорным давлением:

$$t_r = \frac{N}{l_p R_p} = \frac{1990000}{0,29 \cdot 427 \cdot 10^6} = 0,01607 \text{ м,}$$

где  $l_p = 0,25 + 2 \cdot 0,02 = 0,29 \text{ м}$ ;

$R_p = 427 \text{ МПа}$  для стали с временным сопротивлением  $R_{tm} = 470 \text{ МПа}$ .

Принятую толщину  $t_r = 0,018 \text{ м}$  ребра проверяем на срез:

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{1990000}{2 \cdot 0,48 \cdot 0,018} = 115162037 \text{ МПа} = \\ &= 115,16 \text{ МПа} < R_s \cdot 1,0 = \frac{0,58 \cdot 345}{1,025} \cdot 1,0 = 195,22 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Условие выполняется.

## Список литературы

- 1 **Кудишин, Ю. И.** Металлические конструкции: учебник / Ю. И. Кудишин, Е. И. Беленя, В. С. Игнатьева; под ред. Ю. И. Кудишина. – 13-е изд., испр. – Москва: Академия, 2011. – 688 с.
- 2 **Горев, В. В.** Металлические конструкции: учебное пособие для строительных вузов / В. В. Горев, Б. Ю. Уваров, В. В. Филиппов; под ред. В. В. Горева. – Москва: Высшая школа, 1997. – Т. 1. – 527 с.
- 3 **СНиП II-23–81\***. Стальные конструкции. Нормы проектирования. – Москва: Стройиздат, 1991. – 96 с.
- 4 **Парлашкевич, В. С.** Проектирование и расчет металлических конструкций рабочих площадок: учебное пособие / В. С. Парлашкевич, А. А. Василькин, О. Е. Булатов. – 3-е изд., перераб. и доп. – Москва: МГСУ, 2016. – 167 с.
- 5 Балочное перекрытие рабочей площадки: методическое пособие / А. Б. Шурин [и др.]. – 2-е изд., перераб. и доп. – Брест: БрГТУ, 2014. – 86 с.
- 6 **Прасол, В. Д.** Металлические конструкции в задачах и примерах: учебно-методическое пособие в 4 ч. / В. Д. Прасол. – Гомель: БелГУТ, 2019. – Ч. 3. – 74 с.