

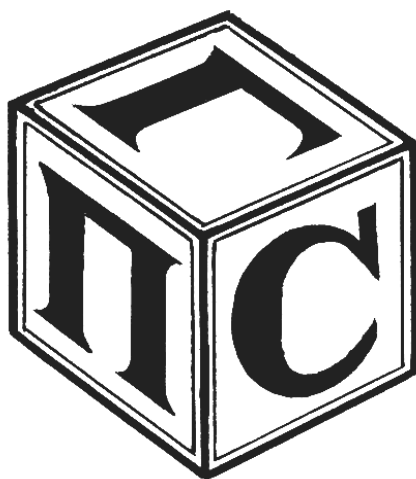
МЕЖГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКО-РОССИЙСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Кафедра «Промышленное и гражданское строительство»

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

*Методические рекомендации к практическим занятиям
для студентов специальности
7-07-0732-01 «Строительство зданий и сооружений»
очной и заочной форм обучения*

Часть 2



Могилев 2026

УДК 674.012.45
ББК 38.5
М54

Рекомендовано к изданию
учебно-методическим отделом
Белорусско-Российского университета

Одобрено кафедрой «Промышленное и гражданское строительство»
«25» апреля 2026 г., протокол № 11

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

Рецензент ст. преподаватель Н. В. Курочкин

Приведены рекомендации по расчету стального настила, прокатных и составных балок, центрально-сжатых стальных колонн и их элементов, особенности проектирования технологических площадок. Предназначены для студентов специальности 7-07-0732-01 «Строительство зданий и сооружений» очной и заочной форм обучения.

Учебное издание

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

Часть 2

Ответственный за выпуск	С. В. Данилов
Корректор	И. В. Голубцова
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 56 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, г. Могилев.

© Белорусско-Российский
университет, 2026

Содержание

Введение.....	4
1 Расчет стального настила.....	5
2 Расчет прокатной балки.....	7
3 Проверка сечения прокатной балки.....	10
4 Проверка устойчивости, жесткости прокатной балки.....	12
5 Расчет балки составного сечения.....	13
6 Конструирование и расчет узлов сопряжения балок.....	19
7 Подбор и проверка сечения центрально-сжатой колонны.....	20
8 Конструирование и расчет оголовка и базы колонны.....	28
9 Особенности проектирования технологической площадки.....	31
Список литературы.....	34

Введение

Методические рекомендации разработаны в соответствии с требованиями действующих ТНПА по проектированию стальных конструкций СП 5.04.01–2021 *Стальные конструкции*.

Методические рекомендации предназначены для студентов специальности 7-07-0732-01 «Строительство зданий и сооружений» очной и заочной форм обучения при проведении практических занятий по учебной дисциплине и для самостоятельной работы студентов.

При использовании методических рекомендаций в процессе выполнения практических работ студентам целесообразно проверить действие технических нормативных правовых актов (ТНПА), обращая внимание на изменения и поправки к ним (при их наличии). Перечень действующих ТНПА доступен на <https://normy.by> и <https://tnpa.by>.

1 Расчет стального настила

Стальной настил крепится к балкам при помощи сварки и рассчитывается на прочность и жесткость. Приварка настила к балкам делает невозможным сближение опор настила при его прогибе под нагрузкой и вызывает в нем растягивающие усилия, улучшающие работу. Путем приварки настила к поясам балки создается его частичное защемление, появляются опорные моменты, снижающие моменты и прогиб в пролете. В практических примерах этим защемлением пренебрегают в запас жесткости.

Из расчета на жесткость определяется отношение пролета настила l_n к его толщине t_n :

$$\frac{l_n}{t_n} = \frac{4n_0}{15} \left(1 + \frac{72 \cdot E_1}{q_k \cdot n_0^4} \right), \quad (1.1)$$

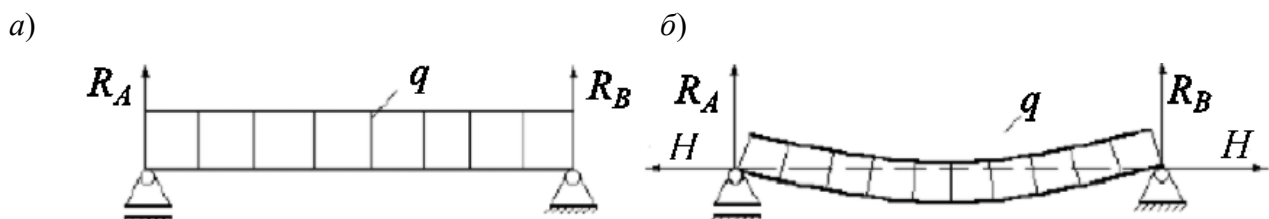
где n_0 – величина, обратная предельному прогибу f_u , принимаемому согласно требованиям [1, таблица 49];

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; ν – коэффициент Пуассона, для стали $\nu = 0,3$);

q_k – характеристическое значение функциональной нагрузки на настил, кН/м²; указывается в задании на проектирование.

В зависимости от отношения пролета настила l_n к его толщине t_n рассматривают две расчетные схемы (рисунок 1.1): при отношении ($\frac{l_n}{t_n} \leq 40$) влиянием продольной силы можно пренебречь и рассчитывать настил только на поперечный изгиб (см. рисунок 1.1, а); при жестком закреплении тонкого настила ($40 < \frac{l_n}{t_n} < 300$) его рассчитывают на изгиб с распором (см. рисунок 1.1, б).



а – работа настила на изгиб; б – работа настила на изгиб с распором

Рисунок 1.1 – К расчету плоского стального настила

Толщину настила t_n назначают в зависимости от характеристического значения переменного воздействия q_k по таблице 1.1.

Таблица 1.1 – Рекомендуемые толщины стального настила

q_k , кН/м ²	t_n , мм
Менее 10	6
11...20	8
21...25	10
26...30	12
Св. 30	14

Назначив t_n , по формуле (1.1) находят l_n или наоборот.

Стальной настил представляет собой пластину, приваренную к балкам настила и загруженную равномерно распределенной нагрузкой. При расчете листового настила из пластины условно вырезают полоску единичной ширины и длиной, равной пролету настила.

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

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

где γ_Q – частный коэффициент для переменных воздействий [2, таблица А.3];

f_u – предельный прогиб настила [1, таблица 49];

t_n – принятая толщина настила.

Расчет крепления настила к балкам настила ведем на 1 п. см длины сварного шва. Расчет сварного соединения с угловыми швами выполняют на срез (условный) по одному из двух сечений:

– при $\frac{\beta_f f_{wf}}{\beta_z f_{wz}} \leq 1$ (по металлу шва)

$$\frac{H}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w \cdot f_{wf} \cdot \gamma_c} \leq 1; \quad (1.3)$$

– при $\frac{\beta_f f_{wf}}{\beta_z f_{wz}} > 1$ (по металлу границы сплавления)

$$\frac{H}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w \cdot f_{wz} \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (1.4)$$

где l_w – расчетная длина швов в сварном соединении;

k_f – высота катета шва [1, таблица 39];

β_f , β_z – коэффициенты для расчета углового шва по металлу шва и по металлу границы сплавления [1, таблица 40];

f_{wf} , f_{wz} – расчетное значение прочности угловых швов на срез (условный) по металлу шва и по металлу границы сплавления [1, таблица 4];

γ_c – коэффициент условий работы [1, таблица Б.1].

Пример – Определить растягивающее погонное усилие, по которому проверяется прочность стального настила технологической площадки, по следующим исходным данным: характеристическое значение функциональной нагрузки на настил $q_k = 15$ кН/м ($\gamma_Q = 1,4$); принятая толщина настила $t_n = 8$ мм; предельный прогиб настила $f_u = \frac{1}{250}$; материал настила – сталь С255 ($f_{yd} = 240$ МПа, $f_{yk} = 245$ МПа). Коэффициент условий работы $\gamma_c = 1$.

Решение

Определяем цилиндрический модуль деформаций:

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

Определяем растягивающее погонное усилие H , по которому проверяется прочность стального настила:

$$H = 1,4 \cdot \frac{3,14^2}{4} \cdot \left(\frac{1}{250} \right)^2 \cdot 2,26 \cdot 10^{11} \cdot 0,008 = 99826,48 \text{ кН/м.}$$

2 Расчет прокатной балки

При расчете по предельным состояниям несущей способности при постоянных и переходных расчетных ситуациях следует принимать наиболее неблагоприятное из следующих сочетаний воздействий [2, п. 6.10.2, приложение А]:

– первое основное сочетание

$$p_1 = \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + \gamma_{Q1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}; \quad (2.1)$$

– второе основное сочетание

$$p_2 = \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}, \quad (2.2)$$

где G_{kj} – характеристическое значение постоянного j -го воздействия;

Q_{ki} – характеристическое значение сопутствующего переменного воздействия;

Q_{k1} – характеристическое значение доминирующего переменного воздействия;

γ_{Gj}, γ_{Qi} – частные коэффициенты для постоянного и переменного воздей-

ствия соответственно;

$\Psi_{0,i}$ – коэффициент сочетаний воздействий, учитывающий комбинационное значение переменного воздействия;

ξ – понижающий коэффициент для неблагоприятно действующего постоянного воздействия G , $\xi = 0,85$.

Расчетные значения воздействий для предельных состояний несущей способности в постоянных и переходных расчетных ситуациях принимаются в соответствии с [2, таблица А.3].

Для расчета прокатных балок учитываются постоянные воздействия на балку, включая собственный вес самой балки, и переменная нагрузка. После этого с учетом расчетной схемы, выполняется статический расчет.

Разрезные балки, несущие статическую нагрузку, из стали с характеристическим пределом текучести $f_{yk} \leq 440$ МПа, для которых обеспечена общая устойчивость (сжатый пояс раскреплен жестким настилом), обеспечена местная устойчивость стенки и полка и в месте, где действует максимальный изгибающий момент $\tau_x \leq 0,9f_s$, можно рассчитывать с учетом развития пластических деформаций. Тогда требуемый момент сопротивления сечения балки для случая упругопластической работы при изгибе балки в одной из главных плоскостей можно определить по формуле

$$W_{n,cal} = \frac{M_{Ed}}{c_x \cdot \beta \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c}, \quad (2.3)$$

где c_x – коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций [1, приложение Е], в первом приближении принимаем $c_x = 1,12$;

β – коэффициент, $\beta = 1$ при $\tau_x \leq 0,5f_s$; при $0,5f_s < \tau_x \leq 0,9f_s$ определяют по [1, п. 8.2.3];

f_{yd} – расчетное значение предела текучести стали балки [1, таблицы А.4 и А.5];

γ_c – коэффициент условий работы конструкций и элементов [2, таблица Б.1]).

По значению $W_{n,cal}$ из сортамента в соответствии с принятым сечением (двутавр, швеллер и др.) выбирают ближайший номер профиля, у которого $W_{n,min} \geq W_{n,cal}$, где $W_{n,min}$ – момент сопротивления сечения нетто, принятый по сортаменту.

Выполняют корректировку нагрузки с учетом фактического значения веса балки (в сортаменте дается вес 1 п. м профиля) и уточняют расчетные значения усилий M_{Ed} и V_{Ed} . Также уточняют значение коэффициента c_x по [1, приложение Е].

Пример – Подобрать сечение двутавровой прокатной балки настила в балочной клетке нормального типа по следующим исходным данным: расчетное

значение погонной нагрузки на балку $q_k = 20$ кН/м; размеры балочной клетки $l_1 = 13,5$ м, $l_2 = 7,8$ м. Материал балки – сталь С245 ($f_{yd} = 240$ МПа, $f_{yk} = 245$ МПа). Коэффициент условий работы $\gamma_c = 1$.

Расчетная схема балки представлена на рисунке 2.1.

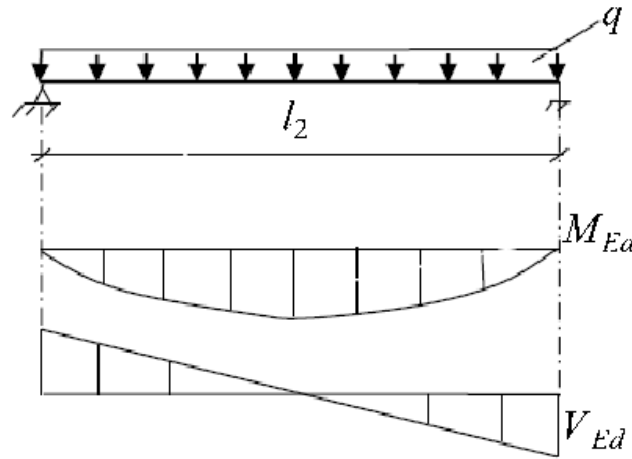


Рисунок 2.1 – Расчетная схема балки (однопролетная разрезная балка)

Решение

Выполним предварительный подбор сечения балки без учета ее собственного веса.

Максимальный изгибающий момент M_{Ed} находим по формуле

$$M_{Ed} = \frac{q \cdot l_2^2}{8} = \frac{20 \cdot 7,8^2}{8} = 152,1 \text{ кН} \cdot \text{м}. \quad (2.4)$$

Тогда требуемый момент сопротивления сечения балки для случая упруго-пластической работы при изгибе балки в одной из главных плоскостей можно определить по формуле

$$W_{n,cal} = \frac{M_{Ed}}{c_x \cdot \beta \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c}. \quad (2.5)$$

Принимаем в первом приближении $c_x = 1,12$. Тогда

$$W_{n,cal} = \frac{152100}{1,12 \cdot 240 \cdot 10^6 \cdot 1} = 0,000566 \text{ м}^3 = 566 \text{ см}^3.$$

В соответствии с ГОСТ 35087–2024 принимаем прокатный двутавр № 35Б1, имеющий следующие характеристики сечения: $h = 346$ мм, $b_f = 174$ мм, $t_f = 9$ мм, $t_w = 6$ мм, $A = 52,68$ см², $G = 41,4$ кг/м, $I_x = 11094,49$ см⁴, $W_x = 641,3$ см³, $S_x = 358,09$ см³.

Уточняем расчетную нагрузку на балку с учетом ее собственного веса:

$$q' = q + G \cdot \gamma_G = (20 + 0,414 \cdot 1,2) = 20,497 \text{ кН/м},$$

где γ_G – частный коэффициент для постоянного воздействия, от собственного веса стальных конструкций $\gamma_G = 1,2$.

$$M_{Ed} = \frac{q' \cdot l_2^2}{8} = \frac{20,497 \cdot 7,8^2}{8} = 155,88 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$V_{Ed} = \frac{q' \cdot l_2}{2} = \frac{20,497 \cdot 7,8}{2} = 79,94 \text{ кН}.$$

3 Проверка сечения прокатной балки

В зависимости от назначения и условий эксплуатации конструкций расчет изгибаемых элементов (балок) выполняют без учета или с учетом пластических деформаций в соответствии с классом элементов [1, п. 4.2.5]. Балки первого класса применяют для нагрузок всех видов и рассчитывают в пределах упругих деформаций; балки второго и третьего классов применяют для статических нагрузок и рассчитывают с учетом развития пластических деформаций.

Расчет на прочность разрезных балок второго и третьего классов сечения в соответствии с [1] при изгибе в плоскости наибольшей жесткости ($I_x > I_y$) выполняют по формуле

$$\frac{M_{Ed}}{c_x \cdot \beta \cdot W_{n,\min} \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (3.1)$$

где M_{Ed} – максимальный изгибающий момент;

c_x – коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций [1, приложение Е];

β – коэффициент, $\beta = 1$ при $\tau_x \leq 0,5 f_s$; при $0,5 f_s < \tau_x \leq 0,9 f_s$ определяют по [1, п. 8.2.3];

$W_{n,\min}$ – момент сопротивления сечения балки, взятый из сортамента;

f_{yd} – расчетное значение предела текучести стали балки настила [1, таблицы А.4 и А.5];

γ_c – коэффициент условий работы конструкций и элементов [2, таблица Б.1]).

При действии в сечении поперечной силы прочность на сдвиг определяется по формуле

$$\frac{V_{Ed} \cdot S}{I \cdot t_w \cdot f_s \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (3.2)$$

где V_{Ed} – наибольшая поперечная сила;

S , t_w , I – геометрические характеристики сечения, принимаемые для балки из сортамента;

f_s – расчетное значение прочности стали балки настила на сдвиг.

$$f_s = \frac{0,58 \cdot f_{yk}}{\gamma_m}, \quad (3.3)$$

где f_{yk} – характеристическое значение предела текучести стали балки настила [1, таблицы А.4 и А.5];

γ_m – частный коэффициент по материалу, $\gamma_m = 1,025$.

Пример – Выполнить проверочные расчеты подобранного сечения балки по данным примера из раздела 2.

Решение

Выполняем проверку прочности балки по изгибающему моменту по формуле (3.1):

$$\frac{M_{Ed}}{c_x \cdot \beta \cdot W_{n,min} \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c} = \frac{155,88 \cdot 10^3}{1,09 \cdot 1 \cdot 641,3 \cdot 10^{-6} \cdot 240 \cdot 10^6 \cdot 1} = 0,929 < 1,$$

где $c_x = 1,09$ [1, таблица Е.1], т. к. $\frac{A_f}{A_w} = \frac{b_f \cdot t_f}{t_w \cdot (h - 2t_f)} = \frac{174 \cdot 9}{6 \cdot (346 - 2 \cdot 9)} = 0,8$.

Выполним проверку прочности по поперечной силе в опорной части балки:

$$\frac{V_{Ed} \cdot S}{I \cdot t_w \cdot f_s \cdot \gamma_c} = \frac{79,94 \cdot 10^3 \cdot 358,09 \cdot 10^{-6}}{11094,49 \cdot 10^{-8} \cdot 0,006 \cdot 138,6 \cdot 10^6 \cdot 1} = 0,31 < 1,$$

где $f_s = \frac{0,58 \cdot f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{0,58 \cdot 245}{1,025} = 138,6$ МПа.

Условия выполняются.

4 Проверка устойчивости, жесткости прокатной балки

Согласно требованиям [2] проверки предельных состояний эксплуатационной пригодности следует выполнять из условия

$$E_d \leq C_{d,\text{lim}}, \quad (4.1)$$

где $C_{d,\text{lim}}$ – предельное расчетное значение критерия оценки эксплуатационной пригодности;

E_d – расчетное значение эффектов воздействий в единицах критериев эксплуатационной пригодности, определяемое при соответствующих сочетаниях воздействий (характеристического, частого и практически постоянного сочетаний).

Для балок, как и других пролетных конструкций, основными определяющими критериями пригодности к нормальной эксплуатации являются прогибы.

Для однопролетной балки, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой, проверка деформативности производится по формуле

$$f_{\text{max}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_n \cdot l_2^4}{E \cdot I_x} \leq f_u, \quad (4.2)$$

где q_n – действительное характеристическое значение погонной нагрузки на балку, кН/м²; определяется без учета коэффициентов надежности для постоянных и переменных воздействий γ_G и γ_Q с использованием значений, соответствующих выбранной балке;

l_2 – пролет балки, м;

E – модуль упругости прокатной стали, $E = 2,06 \cdot 10^5$ МПа;

I_x – момент инерции сечения балки;

f_u – предельное значение прогиба, устанавливается в соответствии с [1, таблица 49].

Расчет общей устойчивости прокатных балок выполняют в соответствии с [1, п. 8.4]. Проверка общей устойчивости балок не требуется, если выполняется одно из следующих условий:

- при передаче нагрузки через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и непрерывно с ним связанный (железобетонные плиты или стальной настил);

- если отношение расчетной длины балки l_{ef} из плоскости действия нагрузки (или длины участка балки между связями) к ширине сжатого пояса b_f не превышает предельно допустимых значений, определяемых по [1, таблица 12].

Если эти требования не выполняются, то проверку общей устойчивости балок необходимо вести в соответствии с [1, п. 8.4.2].

Проверка местной устойчивости поясов и стенки прокатных балок не требуется, т. к. она обеспечена их толщинами, принятыми в сортаменте.

Пример – Выполнить проверку деформативности подобранного сечения балки по данным примера из раздела 2.

Решение

Определим действительное характеристическое значение погонной нагрузки на балку q_n :

$$q_n = q + G = 20 + 0,414 = 20,414 \text{ кН/м.}$$

Тогда

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_n \cdot l_2^4}{E \cdot I_x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{20,414 \cdot 10^3 \cdot 7,8^4}{2,06 \cdot 10^{11} \cdot 11094,49 \cdot 10^{-8}} = 0,0086 < f_u = \frac{7,8}{250} = 0,031.$$

Жесткость балки обеспечена.

5 Расчет балки составного сечения

Когда требуются конструкции, жесткость и несущая способность которых превышает возможности прокатных профилей, используют составные балки. Наиболее распространены балки двутаврового профиля симметричного сечения, состоящие из трех элементов: верхнего и нижнего поясов, объединенных тонкой стенкой.

Проектирование балок составного сечения выполняют в два этапа: на первом этапе komponуют и подбирают сечения, а на втором – проверяют балку на прочность, устойчивость и жесткость.

Подбор сечения составной балки заключается в определении размеров поясов и стенки с учетом заданных технологическим заданием условий, экономичности, прочности, устойчивости и технологичности изготовления.

После определения воздействий на балку в случае, когда расчетная схема балки представлена в виде однопролетной разрезной балки, расчетный изгибающий момент в середине пролета определяют по формуле

$$M_{Ed} = \frac{q \cdot l^2}{8}, \quad (5.1)$$

где l – расчетный пролет балки, м.

Поперечная сила на опоре

$$V_{Ed} = \frac{q \cdot l}{2}. \quad (5.2)$$

В случае, если балка относится к первому классу сечений, тогда требуемый момент сопротивления определим по формуле

$$W_{calc} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot \gamma_c}, \quad (5.3)$$

где f_{yd} – расчетное значение предела текучести стали балки [1, таблица А.3].

Компоновку составного сечения начинаем с установления высоты балки.

Грубую оценку высоты разрезной балки можно производить из условия

$$h = \left(\frac{1}{8} \dots \frac{1}{12} \right) \cdot l. \quad (5.4)$$

Для балок высотой 1...2 м рациональное значение толщины стенки t_w , мм, можно определить по эмпирической формуле

$$t_w = 7 + 3 \cdot \frac{h}{1000}. \quad (5.5)$$

Пояса составной балки в основном воспринимают момент, а стенка – пере-
резающие усилия. Большая часть момента, возникающего в сечении балки,
трансформируется в продольные усилия поясов $N \approx \pm \frac{M}{h}$. Расход металла на
пояса будет меньшим при большей высоте балки, однако при этом потребуется
больше металла на стенку. Высоту балки, при которой суммарный расход ме-
талла для главной балки будет минимальным, называют оптимальной. Из усло-
вия экономичности, характеризующейся наименьшим расходом стали, вычис-
ляют оптимальную высоту балки:

$$h_{opt} = k \cdot \sqrt{\frac{W_{calc}}{t_w}}, \quad (5.6)$$

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

В балке оптимальной высоты масса стенки равна массе поясов. Поэтому
при назначении действительной высоты балки следует руководствоваться зна-
чением h_{opt} . Отступление действительной высоты балки от оптимальной
назначается в пределах 20 %.

Определение минимальной высоты производится по формуле

$$h_{min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{f_{yd} \cdot l^2}{E \cdot f_u} \cdot \frac{M_{Ek}}{M_{Ed}} \quad \text{или} \quad h_{min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{f_{yd} \cdot l^2}{E \cdot f_u} \cdot \frac{q_{экв}^n}{q_{экв}}, \quad (5.7)$$

где f_u – предельный допустимый прогиб составной балки [1, таблица 49];

M_{Ek} – изгибающий момент от характеристического значения погонной

нагрузки;

$q''_{экв}$, $q_{экв}$ – характеристическое и расчетное значение погонной нагрузки 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 h_b должна быть близкой к h_{opt} и не менее h_{min} .

Минимальная толщина стенки из условия среза

$$t_{w,min} = \frac{k \cdot V_{Ed}}{h_w \cdot f_s \cdot \gamma_c}, \quad (5.8)$$

где k – коэффициент при работе на срез всего двутаврового сечения. 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. Рекомендуется высоту стенки балки назначать с учетом сортамента на листовой прокат.

Если $t_{w,min}$ будет отличаться более чем на 2 мм от ранее принятой в формуле (5.5), то следует назначить $t_w \geq t_{w,min}$ с учетом дальнейшей корректировки значения h_{opt} . Окончательно принимая толщину стенки, необходимо учитывать, что местная устойчивость стенки без дополнительного укрепления ее продольным ребром обеспечивается, если выполняется условие

$$t_w \geq \frac{h_w}{5,5} \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}, \quad (5.9)$$

где

$$h_w = h_b - 2t_f, \quad (5.10)$$

где t_f – толщина поясного листа, принимают $t_f = 16...40$ мм.

Толщину стенки принимают не менее 8 мм, очень редко – 6 мм.

Толщина поясного листа сварной балки не должна превышать трех толщин стенки ($t_f \geq 3t_w$) исходя из технологических условий сварки листов разной толщины. Применение поясных листов толщиной более 30 мм нерационально, т. к. толстые листы имеют пониженные расчетные сопротивления.

Размеры горизонтальных поясных листов балки определяются исходя из ее необходимой несущей способности. Для этого вычисляют требуемый момент инерции сечения балки по формуле

$$I_{calc} = \frac{W_{calc} \cdot h_b}{2}, \quad (5.11)$$

где h_b – принятая высота главной балки.

Момент инерции стенки

$$I_{w,calc} = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12}. \quad (5.12)$$

Момент инерции, приходящийся на поясные листы,

$$I_{f,calc} = I_{calc} - I_{w,calc}. \quad (5.13)$$

Требуемая площадь сечения одной полки

$$A_f = \frac{2 \cdot I_{f,calc}}{h_0^2}, \quad (5.14)$$

где h_0 – расстояние между осями полок.

Ширина полки балки

$$b_f = \frac{A_f}{t_f}. \quad (5.15)$$

Окончательно размеры t_f и b_f увязывают с сортаментом на листовой прокат.

Ширину поясных листов b_f принимают равной $(\frac{1}{3} \dots \frac{1}{5})$ высоты балки из условия обеспечения ее общей устойчивости и равномерного распределения продольных напряжений по ширине листа $(\frac{h}{5} \leq b_f \leq \frac{h}{3})$. При $b_f > \frac{h}{3}$ будет существенно проявляться неравномерность распределения напряжений по ширине листа, при $b_f < \frac{h}{5}$ мала боковая жесткость пояса.

По конструктивным соображениям ширина пояса принимается не менее 180 мм или $\frac{h_b}{10}$ ($b_f \geq 180$ мм, $b_f \geq \frac{h_b}{10}$). При несоблюдении этих условий трудно выполнить узлы опирания на балку вышележащих конструкций.

Для растянутых поясов балок не рекомендуется принимать ширину поясов более 30 толщин из условия равномерного распределения напряжений по ширине листа.

Местная устойчивость сжатого пояса обеспечена, если отношение свободного свеса полки b_{ef} к ее толщине t_f не должно превышать значений, вычисляемых по формуле

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0,5 \sqrt{\frac{E}{f_{yd}}}, \quad (5.16)$$

где b_{ef} – свободный свес полки главной балки,

$$b_{ef} = \frac{b_f - t_w}{2}. \quad (5.17)$$

Проверочные расчеты

Проверка прочности балки на изгиб.

Расчет на прочность балок первого класса при действии момента в одной из главных плоскостей производится по формуле

$$\frac{M_{Ed}}{W_{n,min} \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (5.18)$$

где M_{Ed} – максимальный изгибающий момент от внешней нагрузки с учетом уже фактического веса балки, определяемого по принятому сечению;

$W_{n,min}$ – момент сопротивления фактического сечения балки.

Фактические момент сопротивления и момент инерции балки

$$W_{n,min} = \frac{2I_b}{h_b}; \quad (5.19)$$

$$I_b = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2b_f \cdot t_f \cdot \frac{h_o^2}{4}. \quad (5.20)$$

Если условие прочности не соблюдается, то сечение балки корректируется. Применяемые размеры стенки и полки балки необходимо согласовывать с сор-таментом на листовую и полосовую сталь.

Перенапряжение сечения, как правило, не допускается, а недонапряжение для правильно подобранного сечения балки должно составлять не более 5 %.

Проверка жесткости балки.

Проверку жесткости главной балки можно выполнить по формуле

$$f_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{экв}^n \cdot l^4}{E \cdot I_{\bar{o}}} \leq f_u, \quad (5.21)$$

где f_u – предельное значение прогиба, для главной балки устанавливается в соответствии с [1, таблица 49].

Пример – Выполнить проверку прочности на изгиб составного сечения балки, размеры которого представлены на рисунке 5.1. Расчетное значение изгибающего момента принять $M_{Ed} = 4500$ кНм, расчетное значение погонной нагрузки на балку $q = 250$ кН/м. Пролет балки $l = 12$ м. Материал балки – сталь С245 ($f_{yd} = 230$ МПа, $f_{yk} = 235$ МПа). Коэффициент условий работы $\gamma_c = 1$.

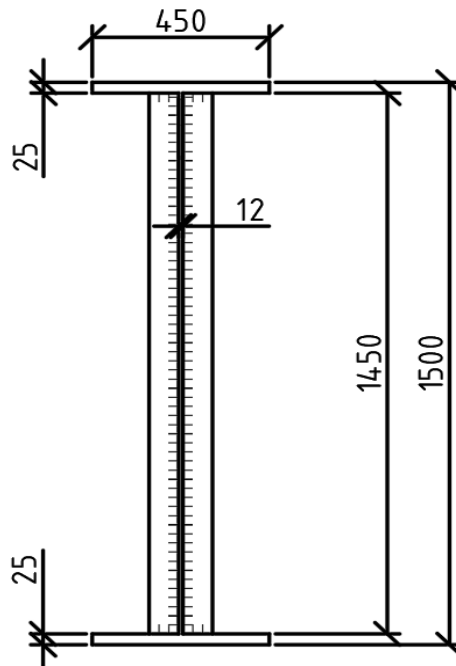


Рисунок 5.1 – Принятое сечение составной балки

Решение

Фактические момент инерции и момент сопротивления балки

$$I_b = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2b_f \cdot t_f \cdot \frac{h_o^2}{4} = \frac{0,012 \cdot 1,45^3}{12} + 2 \cdot 0,45 \cdot 0,025 \cdot \frac{1,475^2}{4} = 0,0153 \text{ м}^4;$$

$$W_{n,\min} = \frac{2I_b}{h_b} = \frac{2 \cdot 0,0153}{1,5} = 0,0204 \text{ м}^3.$$

Уточняем расчетную нагрузку на балку с учетом ее собственного веса и плотности стали $\rho = 7850 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$. Вес балки на 1 м длины будет составлять

$$p = (h_w \cdot t_w + 2b_f \cdot t_f) \cdot 78,5 = (1,45 \cdot 0,012 + 2 \cdot 0,45 \cdot 0,025) \cdot 78,5 = 2,94 \text{ кН/м};$$

$$q' = q + p = 250 + 2,94 = 252,94 \text{ кН/м}.$$

Уточним расчетный изгибающий момент с учетом собственного веса балки:

$$M_{Ed} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{252,94 \cdot 12^2}{8} = 4552,92 \text{ кНм}.$$

Тогда

$$\frac{M_{Ed}}{W_{n,\min} \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c} = \frac{4552,92 \cdot 10^3}{0,0204 \cdot 230 \cdot 10^6 \cdot 1} = 0,97 < 1.$$

Несущая способность балки на изгиб обеспечена.

6 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 нижней балки оно может передавать небольшие опорные реакции.

В месте приложения местной нагрузки следует проверить стенку нижней балки на местные напряжения σ_{loc} :

$$\sigma_{loc} = \frac{F_{Ed}}{t_f \cdot l_{ef}} \leq f_{yd} \cdot \gamma_c, \quad (6.1)$$

где F_{Ed} – расчетное значение нагрузки, кН;

l_{ef} – условная длина распределения нагрузки, $l_{ef} = b_f + 2t_f$ (где b_f – ширина пояса верхней балки, м; t_f – толщина поясного листа нижней балки, м).

В случае, если условие (6.1) не выполняется, стенку нижней балки следует укрепить ребром жесткости.

Сопряжение балок в *одном уровне* способно передать большие опорные реакции.

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

$$n \geq \frac{1,2V_{Ed}}{N_{b,min}}, \quad (6.2)$$

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

Пример – Рассчитать и законструировать соединение балки настила (двутавр № 35Б2, толщина стенки балки $t_w = 7$ мм) с главной балкой в случае их сопряжения в одном уровне. Толщина ребер жесткости главной балки $t_r = 6$ мм. Опорная реакция балки настила – 120,2 кН. Материал балок – сталь С255.

Решение

Для крепления балки настила принимаем болты диаметром 20 мм класса точности А, класса прочности 5.8. Тогда расчетное усилие, воспринимаемое одним болтом при работе на срез,

$$N_{bs} = f_{bs} \cdot A_b \cdot n_s \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c = 210 \cdot 10^6 \cdot 3,14 \cdot 10^{-4} \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 65940 \text{ Н} = 65,94 \text{ кН},$$

где f_{bs} – расчетное значение прочности одноболтовых соединений срезом;

A_b – площадь поперечного сечения болта брутто, $A_b = 3,14 \text{ см}^2$;

n_s – количество плоскостей среза, $n_s = 1$;

γ_b – коэффициент условий работы болтового соединения, $\gamma_b = 1,0$ [1].

Расчетное усилие, которое может быть воспринято одним болтом при работе на смятие,

$$N_{bp} = f_{bp} \cdot d_b \cdot \Sigma t \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c = 590 \cdot 10^6 \cdot 0,02 \cdot 0,007 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 82600 \text{ Н} = 82,6 \text{ кН},$$

где $\Sigma t_{\min}$ – минимальная толщина элемента, сминаемая в одном направлении, $\Sigma t_{\min} = \min(t_r; t_w) = 6 \text{ мм}$. Значения f_{bp} , γ_b взяты из [1].

Определяем количество болтов:

$$n = \frac{1,2 \cdot 120,2}{65,94 \cdot 1} = 2,19 \text{ шт.}$$

Окончательно принимаем три болта. Размещаем болты по высоте балки настила, выполняя конструктивные требования, предъявляемые к болтовым соединениям [1, таблица 41].

7 Подбор и проверка сечения центрально-сжатой колонны

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

Колонна состоит из трех основных частей: оголовка, стержня и базы.

Расчетная схема колонны определяется способом закрепления ее в фундаменте и способом прикрепления балок, передающих нагрузку на колонну.

Колонны и сжатые стержни могут быть сплошными (все оси материальные) или сквозными, состоящими чаще из двух ветвей, соединенных решеткой, имеющие одну свободную ось.

Подбор и проверка сечения сплошной колонны

Задавшись типом сечения колонны, определяем требуемую площадь сечения по формуле

$$A_{cal} = \frac{N_{Ed}}{\Phi_1 \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c}, \quad (7.1)$$

где N_{Ed} – продольная сила, действующая на колонну, кН;

Φ_1 – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, определяемый по

$$\overline{\lambda}_1 = \lambda_1 \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}} \quad [1, \text{ таблица Д.1}].$$

Для колонн с расчетной нагрузкой до 1500 кН длиной 5...7 м в предвари-

тельных расчетах гибкость можно принять в пределах $\lambda_1 = 90 \dots 60$; для более мощных колонн с нагрузкой до 3000 кН – $\lambda_1 = 60 \dots 40$.

Затем определяют требуемые радиусы инерции сечения относительно осей $x-x$ и $y-y$ по формулам

$$i_{xcal} = \frac{l_x}{\lambda_1}; \quad i_{ycal} = \frac{l_y}{\lambda_1}, \quad (7.2)$$

где l_x, l_y – расчетная длина стержня колонны относительно осей $x-x$ и $y-y$ соответственно.

Зависимость радиуса инерции для двутаврового сечения приближенно равна $i_x \approx 0,42h$ и $i_y \approx 0,24b$. Здесь h и b – высота и ширина сечения колонны. Отсюда определяем требуемые размеры колонны.

Компоновать сечение колонны необходимо с учетом следующего:

– для колонны двутаврового сечения рекомендуется принимать высоту сечения и ширину полки колонны примерно равными $h \approx b$, толщину стенки принимать в пределах $t_w = 8 \dots 16$ мм, толщину полки $t_f = 8 \dots 40$ мм;

– учитывать условия свариваемости, чтобы $\frac{t_f}{t_w} \leq 3$;

– условия обеспечения местной устойчивости: стенки $\frac{h_w}{t_w} \leq 60$ для малоуглеродистой и $\frac{h_w}{t_w} \leq 50$ для низколегированной сталей, полки $\frac{b_f}{t_f} \leq 30$ для малоуглеродистой и $\frac{b_f}{t_f} \leq 30$ для низколегированной сталей.

С учетом всех этих требований назначается сечение колонны так, чтобы площадь колонны A была близка к A_{cal} .

Определяем геометрические характеристики сечения: площадь A , моменты инерции I_x и I_y , радиусы инерции $i_x = \sqrt{I_x / A}$ и $i_y = \sqrt{I_y / A}$.

Фактическая гибкость стержня относительно осей $x-x$ и $y-y$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x}; \quad \lambda_y = \frac{l_y}{i_y}. \quad (7.3)$$

По максимальному значению λ_x или λ_y определяем условную гибкость $\bar{\lambda}_{max}$ и находим значение коэффициента φ .

Проверка устойчивости принятого стержня производится по формуле

$$\frac{N_{Ed}}{\varphi \cdot A} \leq f_{yd} \cdot \gamma_c. \quad (7.4)$$

Перенапряжение не допускается, а недонапряжение должно быть минимальным.

Кроме проверки колонны на устойчивость, должно соблюдаться условие, при котором гибкость ее стержня должна быть меньше предельной λ_u , т. е. $\lambda \leq \lambda_u$, которую определяют по [1, таблица 33]:

$$\lambda_u = 180 - 60\alpha, \quad (7.5)$$

где α – коэффициент, $\alpha = \frac{N_{Ed}}{\varphi \cdot A \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c} \geq 0,5$.

Устойчивость поясных листов и полок центрально-сжатых элементов сплошного сечения считают обеспеченной, если условная гибкость свеса пояса

(полки) $\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}$ не превышает значений предельной условной гибкости

свеса пояса (полки) $\bar{\lambda}_{uf}$, определяемых по формулам [1, таблица 10], в которых при значениях $\bar{\lambda} < 0,8$ или $\bar{\lambda} > 4$ принимают соответственно $\bar{\lambda} = 0,8$ или $\bar{\lambda} = 4$.

При проверке устойчивости поясных листов в сварных элементах за расчетную ширину свеса b_{ef} принимают расстояние от грани стенки до края поясного листа (полки).

Если местная устойчивость полки не обеспечена, увеличивают ее толщину или уменьшают ширину (свес).

Устойчивость стенок центрально-сжатых элементов сплошного сечения считают обеспеченной, если условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}$ не превышает значений предельной условной гибкости $\bar{\lambda}_{uw}$, определяемых по [1, таблица 9].

Стенки центрально-сжатых элементов сплошного сечения (колонн, стоек, опор и т. п.), за исключением рассчитанных с учетом геометрической нелинейности конструкций, при $\bar{\lambda}_w \geq 2,3$ укрепляют поперечными ребрами жесткости с шагом от $2,5h_{ef}$ до $3h_{ef}$ [1, п. 7.3.3].

Подбор и проверка сечения сквозной колонны

Стержень сквозной центрально-сжатой колонны обычно состоит из двух ветвей (швеллеров, двутавров, двутавра и швеллера), связанных между собой решетками или планками.

Равноустойчивость колонны в обеих плоскостях (x – x и y – y) обеспечивают раздвижкой ветвей на такое расстояние, чтобы приведенная гибкость λ_{ef} по

свободной оси была не более гибкости колонны по материальной ($\lambda_{ef} \leq \lambda_x$). Расчет сечения сквозной колонны ведут относительно материальной оси, а расстояние между ветвями определяют относительно свободной. Ось, пересекающая ветви, называется материальной ($x-x$); ось, параллельная ветвям, называется свободной ($y-y$).

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

$$A_{cal} = \frac{N_{Ed}}{2\varphi_1 \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c}. \quad (7.6)$$

Для колонн с расчетной нагрузкой до 1500 кН, длиной 5...7 м в предварительных расчетах гибкость можно принять в пределах $\lambda_1 = 90...60$, для более мощных колонн с нагрузкой до 3000 кН $\lambda_1 = 60...40$.

По полученным значениям требуемой площади сечения по сортаменту принимается подходящий профиль проката.

Проверка устойчивости принятого стержня производится по формуле

$$\frac{N_{Ed}}{2\varphi_x \cdot A} \leq f_{yd} \cdot \gamma_c, \quad (7.7)$$

где φ_x – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, определяемый по действительной гибкости $\lambda_x = \frac{l_{ef}}{i_x}$.

Расчет сквозной колонны относительно свободной оси заключается в определении расстояния между ветвями из условий равноустойчивости колонны в двух плоскостях $\lambda_{ef} = \lambda_x$. Гибкость ветви колонны с соединительными планками рекомендуется принимать $\lambda_{b1} = 25...35$, но не более 40.

Требуемое значение гибкости относительно свободной оси

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_{ef}^2 - \lambda_{b1}^2} = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_{b1}^2}. \quad (7.8)$$

Рекомендуется соблюдать требование $\lambda_{b1} < \lambda_x$, в противном случае возможна потеря несущей способности ветви ранее потери устойчивости колонны.

Соответствующий полученной гибкости радиус инерции $i_y = \frac{l_{ef}}{\lambda_y}$.

Требуемое расстояние между ветвями $b_0 = \frac{i_y}{\alpha_2}$. Коэффициент α_2 зависит от

типа сечения ветвей:

– для сечения из двух швеллеров, поставленных полками внутрь, $\alpha_2 = 0,44$;

– для сечения из двух двутавров (b_0 определяется по осям двутавров), $\alpha_2 = 0,52$;

– для сечения из двух швеллеров, поставленных полками наружу, $\alpha_2 = 0,60$.

Значение b_0 должно быть увязано с допустимым габаритом колонны, а также с необходимым зазором между полками ветвей (100... 150 мм).

Из сортамента принимаются значения момента инерции I_{b1} и радиуса инерции i_{b1} ветви относительно оси y , площадь сечения ветви A_{b1} и расстояние z_0 от центра тяжести профиля (ось $y-y$) до наружной грани. Момент инерции колонны I_y :

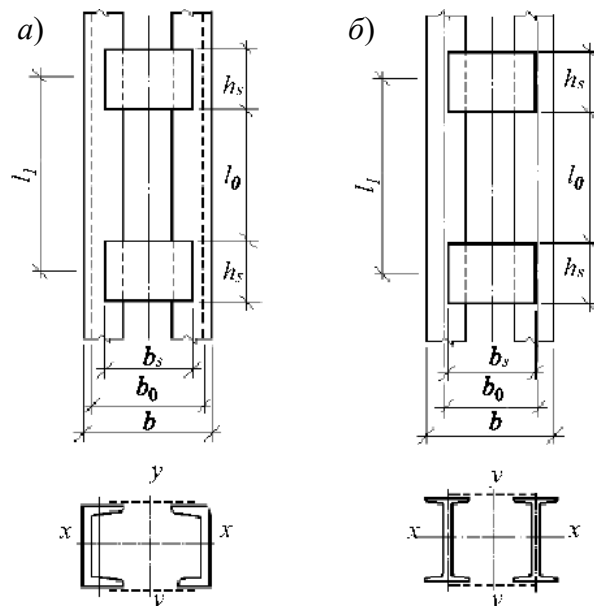
– для двух швеллеров

$$I_y = 2 \left[I_{b1} + A_{b1} \left(\frac{b_0}{2} - z_0 \right)^2 \right]; \quad (7.9)$$

– для двух двутавров

$$I_y = 2 \left[I_{b1} + A_{b1} \cdot \left(\frac{b_0}{2} \right)^2 \right]. \quad (7.10)$$

Планки (рисунок 7.1) создают в плоскости грани колонны безраскосную систему с жесткими узлами и элементами, работающими на изгиб, вследствие чего решетка оказывается менее жесткой.



a – сечение колонны из двух швеллеров; *б* – сечение колонны из двух двутавров

Рисунок 7.1 – Стержень колонны с планками (безраскосная решетка)

Если расстояние между ветвями значительно (0,8...1 м и более), то элементы безраскосной решетки получаются тяжелыми; в этом случае отдают предпочтение раскосной решетке. Чтобы сохранить неизменяемость контура поперечного сечения сквозной колонны, ветви колонн соединяют поперечными диафрагмами, которые ставят через 3...4 м по высоте колонны и не менее двух на колонну.

Расчетная длина ветви

$$l_0 = \lambda_{b1} \cdot i_{b1}. \quad (7.11)$$

Назначаем размеры сечения соединительных планок:

$$h_s = (0,5...0,75)b_0; \quad (7.12)$$

$$t_s = \left(\frac{1}{10}... \frac{1}{25}\right)h_s. \quad (7.13)$$

Момент инерции планок

$$I_s = \frac{t_s \cdot h_s^3}{12}. \quad (7.14)$$

Радиус инерции сечения стержня относительно свободной оси и гибкость стержня колонны относительно свободной оси вычисляются по формулам

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{2A_{b1}}}; \quad \lambda_y = \frac{l_{ef}}{i_y}. \quad (7.15)$$

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

$$n = \frac{I_{b1} \cdot b_0}{I_s \cdot l_1}. \quad (7.16)$$

Приведенная гибкость колонны λ_{ef} зависит от n и определяется по формуле

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82\lambda_{b1}^2(1+n)}. \quad (7.17)$$

По приведенной гибкости λ_{ef} определяется значение коэффициента устойчивости φ_y .

Проверка устойчивости стержня производится по формуле

$$\frac{N_{Ed}}{\varphi_y \cdot A} \leq f_{yd} \cdot \gamma_c, \quad (7.18)$$

где A – площадь сечения стержня колонны, $A = 2A_{b1}$.

Пример 1 – Подобрать сечение стержня сплошной центрально-сжатой колонны двутаврового сечения. Расчетное усилие, действующее на колонну, $N_{Ed} = 1500$ кН. Расчетная длина колонны относительно оси x $l_x = 490$ см, относительно оси y $l_y = 700$ см. Геометрическая длина колонны $l = 700$ см. Материал – сталь С255 ($f_{yd} = 240$ МПа). Модуль упругости стали $E = 2,06 \cdot 10^5$ МПа, плотность $\rho = 7850 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$, частный коэффициент для расчета собственного веса стальных конструкций $\gamma_G = 1,2$, коэффициент условий работы $\gamma_c = 1$.

Решение

Зададимся гибкостью $\lambda_1 = 90$. Тогда $\bar{\lambda}_1 = \lambda_1 \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}} = 90 \cdot \sqrt{\frac{240 \cdot 10^6}{2,06 \cdot 10^{11}}} = 3,07$.

Определяем φ_1 по [1, таблица Д.1]: $\varphi_1 = 0,629$.

Определим требуемые площадь сечения колонны и радиусы инерции без учета собственного веса колонны:

$$A_{cal,1} = \frac{N_{Ed}}{\varphi_1 \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c} = \frac{1500 \cdot 10^3}{0,629 \cdot 240 \cdot 10^6 \cdot 1} = 0,0099 \text{ м}^2;$$

$$i_{xcal} = \frac{l_x}{\lambda_1} = \frac{490}{90} = 5,44 \text{ см}; \quad i_{yca} = \frac{l_y}{\lambda_1} = \frac{700}{90} = 7,78 \text{ см}.$$

Определим расчетные высоту и ширину колонны:

$$h_{cal} = \frac{i_{xcal}}{\alpha_1} = \frac{5,44}{0,42} = 12,95 \text{ см}; \quad b_{cal} = \frac{i_{yca}}{\alpha_2} = \frac{7,78}{0,24} = 32,41 \text{ см}.$$

По найденным величинам скомпоуем сечение колонны. Назначим $h = 300$ мм, $b_f = 300$ мм ($h \geq b$), $t_w = 8$ мм, $t_f = 14$ мм, $h_w = 272$ мм.

Геометрические характеристики скомпонованного сечения

$$A = 2b_f t_f + h_w t_w = 2 \cdot 30 \cdot 1,4 + 30 \cdot 0,8 = 108 \text{ см}^2;$$

$$I_x = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \left(\frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + b_f \cdot t_f \left(\frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 \right) = \frac{0,8 \cdot 27,2^3}{12} +$$

$$+ 2 \left(\frac{30 \cdot 1,4^3}{12} + 30 \cdot 1,4 \left(\frac{27,2 + 1,4}{2} \right)^2 \right) = 18532,47 \text{ см}^4;$$

$$I_y = 2 \left(\frac{t_f \cdot b_f^3}{12} \right) = 2 \left(\frac{1,4 \cdot 30^3}{12} \right) = 6300 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{18532,47}{108}} = 13,1 \text{ см}; \quad i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{6300}{108}} = 7,64 \text{ см}.$$

Определим гибкости колонны:

$$\lambda_x = \frac{490}{12,95} = 37,84; \quad \lambda_y = \frac{700}{7,64} = 91,62.$$

Так как $\lambda_y > \lambda_x$, проверку устойчивости колонны выполняем относительно оси y - y : $\bar{\lambda}_y = \lambda_y \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}} = 91,62 \cdot \sqrt{\frac{240 \cdot 10^6}{2,06 \cdot 10^{11}}} = 3,12$. Определяем φ_y по [1, таблица Д.1]: $\varphi_1 = 0,618$.

Уточним расчетное усилие в колонне с учетом собственного веса колонны:

$$N_{Ed} = 1500 + (108 \cdot 10^{-4} \cdot 78,5 \cdot 7 \cdot 1,2) = 1507,12 \text{ кН}.$$

Проверим принятое сечение колонны:

$$\frac{N_{Ed}}{\varphi_y \cdot A \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c} = \frac{1507,12}{0,618 \cdot 108 \cdot 24 \cdot 1} = 0,94 < 1.$$

Устойчивость колонны обеспечена.

Пример 2 – Подобрать сечение и проверить устойчивость принятого стержня центрально-сжатой сквозной колонны на планках. Материал колонны – сталь С255 ($f_{yd} = 240$ МПа). Расчетная длина колонны относительно осей x и y составляет $l_{ef} = 6$ м. Расчетное продольное усилие $N_{Ed} = 1400$ кН. Коэффициент условия работы $\gamma_c = 1$.

Решение

$$\text{Зададимся гибкостью } \lambda_1 = 60. \text{ Тогда } \bar{\lambda}_1 = \lambda_1 \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}} = 60 \cdot \sqrt{\frac{240 \cdot 10^6}{2,06 \cdot 10^{11}}} = 2,04.$$

Определяем φ_1 по [1, таблица Д.1] для типа сечения «b»: $\varphi_1 = 0,819$.

Требуемая площадь сечения центрально-сжатой колонны

$$A_{cal} = \frac{1400000}{2 \cdot 0,819 \cdot 240 \cdot 10^6 \cdot 1} = 0,0035 \text{ м}^2.$$

По полученным значениям принимаем два двутавра № 25Б2 с $A = 37,66 \text{ см}^2$, $i_x = 10,37 \text{ см}$.

Тогда значение действительной гибкости

$$\lambda_x = \frac{l_{ef}}{i_x} = \frac{6}{0,1037} = 57,86.$$

$$\overline{\lambda}_x = \lambda_x \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}} = 57,86 \cdot \sqrt{\frac{240 \cdot 10^6}{2,06 \cdot 10^{11}}} = 1,97. \quad \text{Определяем } \varphi_x \text{ по [1,}$$

таблица Д.1]: $\varphi_x = 0,830$.

Уточним расчетное усилие в колонне с учетом собственного веса колонны:

$$N_{Ed} = 1400 + (2 \cdot 37,66 \cdot 10^{-4} \cdot 78,5 \cdot 6 \cdot 1,2) = 1442,57 \text{ кН.}$$

Выполняем проверку устойчивости принятого сечения стержня:

$$\frac{N_{Ed}}{2\varphi_x \cdot A} = \frac{1442,57 \cdot 10^3}{2 \cdot 0,830 \cdot 37,66 \cdot 10^{-4}} = 230,75 \cdot 10^6 = 230,75 \text{ МПа} < f_{yd} \cdot \gamma_c = 240 \text{ МПа.}$$

Условие выполняется.

8 Конструирование и расчет оголовка и базы колонны

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.

Сопротивление бетонного элемента, подвергнутого местному действию сжимающей нагрузки, проверяют из условия

$$N_{Ed} \leq \alpha_u \cdot f_{cud} \cdot A_{c0}, \quad (8.1)$$

где N_{Ed} – равнодействующая расчетных усилий, действующих на площадь смятия A_{c0} ;

α_u – коэффициент, зависящий от распределения напряжений по площади смятия и величины минимальных и максимальных напряжений сжатия, при упрощенном расчете допускается принять $\alpha_u = 1$.

Из формулы (8.1) выражают площадь плиты в плане.

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

$$t_p = \sqrt{\frac{6M}{f_{yd}\gamma_c}}, \quad (8.2)$$

где M – наибольший изгибающий момент на полосе единичной ширины в пла-

стинках, опертых на четыре или три стороны.

Усилие стержня колонны передается на траверсу через сварные швы, длина которых определяет высоту траверсы. Если ветви траверсы прикрепляют к стержню колонны четырьмя швами (каждая ветвь колонны приваривается к траверсе двумя швами), то получить требуемую высоту траверсы можно по формуле

$$h_{tr} = \frac{N_{Ed}}{4\beta_f k_f f_{wf}} + 1 \text{ см.} \quad (8.3)$$

Высота траверсы должна быть не менее 300 мм и не более $85\beta_f \cdot k_f$.

Швы крепления ветви траверсы к опорной плите рассчитывают на полное усилие, действующее в колонне.

Подобранное сечение траверсы проверяют на прочность по нормальным напряжениям:

$$\sigma = \frac{6M}{t_{tr} \cdot h_{tr}^2} \leq f_{yd} \cdot \gamma_c, \quad (8.4)$$

где M – изгибающий момент в опорном сечении траверсы, определяемый как для двухконсольной балки на двух опорах, загруженной равномерно распределенной нагрузкой на траверсу от реактивного давления грунта.

Расчет и конструирование оголовка колонны

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

Высота ребра определяется по длине вертикальных швов, приваривающих ребро:

$$h_r = \frac{N}{4\beta_f k_f f_{wf} \gamma_c} + 1 \text{ см.} \quad (8.5)$$

При этом длина сплошных сварных швов не должна превышать $85\beta_f k_f$.

Толщину ребра оголовка принимают из условия смятия:

$$t_r = \frac{N_{Ed}}{l_p f_p}, \quad (8.6)$$

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

f_p – расчетное значение прочности стали на смятие торцевой поверхности,

$$f_p = \frac{f_{uk}}{\gamma_m}.$$

Принятая толщина ребра оголовка проверяется на срез:

$$\tau = \frac{N_{Ed}}{2h_r t_r} \leq f_s \cdot \gamma_c. \quad (8.7)$$

При малых толщинах стенок двутавров (швеллеров) сквозной колонны их необходимо проверить также на срез в месте прикрепления к ним ребер. Допускается в пределах высоты оголовка сделать стенку более толстой.

Пример 1 – Определить размеры опорной плиты базы центрально-сжатой сквозной колонны. Сечение колонны – два двутавра 35Б1 ($h = 346$ мм). Расчетное усилие в колонне $N_{Ed} = 4150$ кН; $f_{cud} = 16,67$ МПа; класс бетона фундамента – С25/30.

Решение

Требуемая площадь опорной плиты

$$A_p = \frac{4150 \cdot 10^3}{16,67 \cdot 10^6} = 2489,5 \text{ см}^2.$$

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

$$L_{nl} = \frac{A_{nl}}{B_{nl}} = \frac{2489,5}{45} = 55,32 \text{ см.}$$

Получаем плиту с размерами в плане 570×450 мм.

Среднее напряжение в бетоне под плитой

$$\sigma_f = \frac{N_{Ed}}{B_{nl} \cdot L_{nl}} = \frac{4150 \cdot 10^3}{0,57 \cdot 0,45} = 16,18 \text{ МПа} < f_{cud} = 16,67 \text{ МПа.}$$

Прочность бетона фундамента обеспечена.

Пример 2 – Рассчитать оголовки сквозной колонны центрально-сжатой колонны. Сечение – два двутавра 35Б1 ($t_w = 6,2$ мм). Расчетное усилие в колонне $N_{Ed} = 1990$ кН. Сварка механизированная в среде углекислого газа проволокой

СВ-08Г2С, $\beta_f = 0,9$, $\beta_f = 1,05$, $f_{wf} = 215$ 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 $k_{f,\min} = 6$ мм $< k_f = 7$ мм $< k_{f,\max} = 1,2 \cdot 6,2 = 7,44$ мм.

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

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

Принимаем $h_r = 0,48$ м.

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

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

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

$f_p = 427$ МПа для стали С345 с $f_{uk} = 470$ МПа.

Принятую толщину $t_r = 0,018$ м ребра проверяем на срез:

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

Условие выполняется.

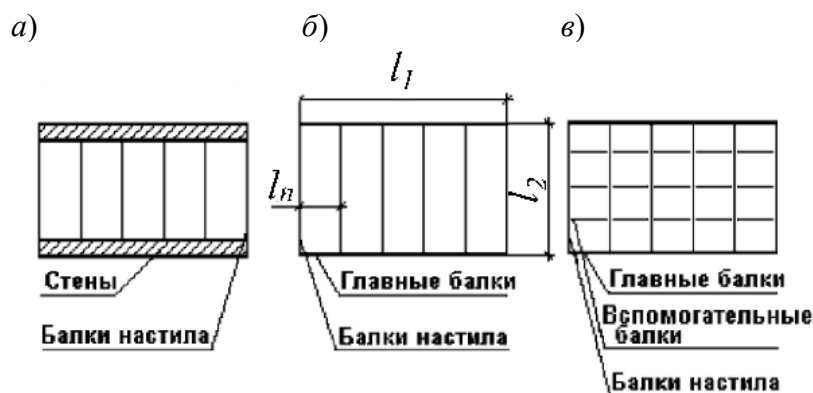
9 Особенности проектирования технологической площадки

Технологические площадки производственных зданий выполняются в виде самостоятельных встроенных в здание сооружений, опирающихся на отдельные колонны. По колоннам устанавливают систему несущих балок (балочную клетку).

Балочные клетки подразделяют на три основных типа: упрощенный, нормальный и усложненный (рисунок 9.1). В этом случае нагрузка с настила передается на балки настила, которые, в свою очередь, передают ее на главные балки, опирающиеся на колонны, стены и другие несущие конструкции.

В балочной клетке нормального типа (см. рисунок 9.1, б) нагрузка с насти-

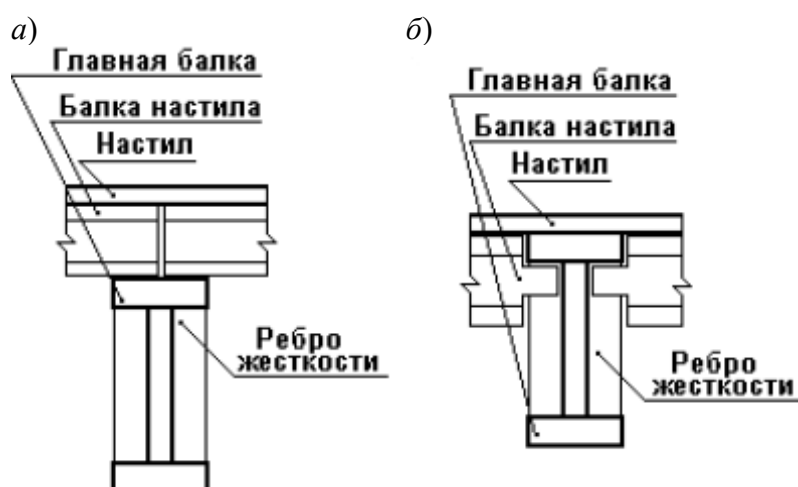
ла передается на балки настила, которые, в свою очередь, передают ее на главные балки, опирающиеся на колонны. Балки настила обычно проектируют прокатными, а главные балки могут быть как прокатными (больших профилей), так и составными.



а – упрощенный; б – нормальный; в – усложненный

Рисунок 9.1 – Типы балочных клеток

Взаимное расположение балок в балочной клетке может быть различным: этажное (рисунок 9.2, а), в одном уровне (рисунок 9.2, б) и пониженное.



а – этажное; б – в одном уровне

Рисунок 9.2 – Взаимное расположение балок

Выбор типа балочной клетки определяется экономическими соображениями, заданными габаритами, соответствием конструкции технологическим требованиям и условиям эксплуатации.

Для проектирования балок настила рекомендуется использовать прокатные балки двутавровые или двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полков.

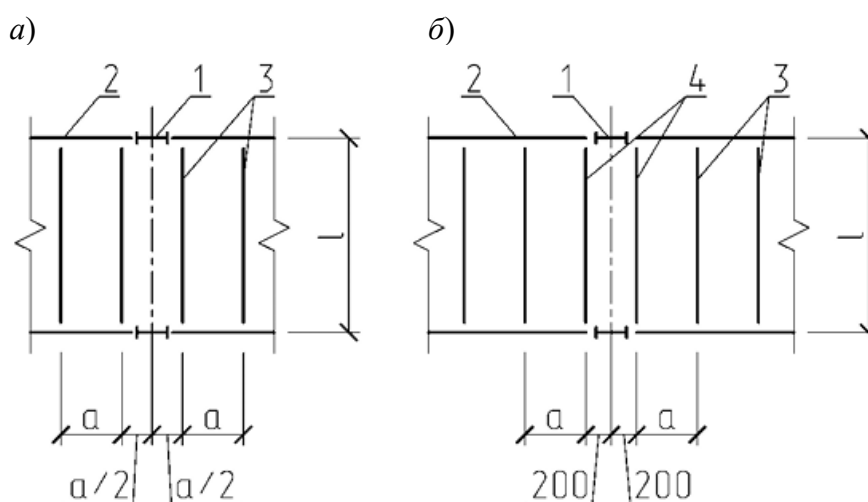
Нагрузка на балки передается через стальной настил, который может вы-

полняться из рифленой или толстолистовой стали. В качестве настила балочной клетки чаще всего используют плоские стальные листы или железобетонные плиты. Иногда применяется щитовой настил, состоящий из несущего стального листа, имеющего сверху защитный слой и подкрепленного снизу продольными и поперечными ребрами.

Балки настила в плане рекомендуется размещать с постоянным шагом по длине поддерживающих их балок (главных или вспомогательных). Шаг балок настила l_n 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. Пролет главных балок – 6...18 м.

Колонны в технологических площадках проектируют, как правило, центрально-сжатыми, состоящими из оголовка, стержня и базы. Тип стержня колонны зависит от ее высоты и нагрузки. При незначительных усилиях и высоте колонны до 5 м стержень выполняют из широкополочного двутавра. При больших высотах и нагрузках переходят на сквозные или сплошные сварные стержни. Соединение балок между собой и с колонной осуществляется при помощи болтов. Давление от стержня колонны на фундамент передается через базу. Для соединения базы с фундаментом используются анкерные болты, диаметр которых из условий коррозии принимают не менее 20 мм. Для обеспечения геометрической неизменяемости рабочей площадки между колоннами устраивают связи.

При установке главных балок на колонны сбоку возможно размещение балок настила по осям колонн. При установке главных балок на колонны сверху следует избегать размещения балок настила непосредственно над опорами главных балок. В этом случае балки настила смещают на полшага от оси колонны или устанавливают спаренные балки меньшей мощности (рисунок 9.3).



a – со смещением балок настила на полшага; b – с использованием спаренных балок с меньшей несущей способностью; 1 – колонны; 2 – главные балки; 3 – балки настила; 4 – спаренные балки

Рисунок 9.3 – Размещение балок настила при установке главных балок на колонны сверху

При расположении монтажного стыка главных балок в середине их пролета установка балок настила в этом месте не рекомендуется. Для этого по длине главной балки принимается нечетное количество шагов балок настила.

Задание для выполнения практической работы

Произвести компоновку двух вариантов балочных клеток при следующих исходных данных: шаг колонн в продольном направлении $A = 12$ м, шаг колонн в поперечном направлении $B = 6$ м. Габариты площадки в плане $3A \times 3B$. Характеристическое значение переменного воздействия на технологическую площадку $p^n = 24$ кН/м². Сопряжение балок этажное. Допустимый относительный прогиб настила $f_u = \frac{1}{250}$.

Список литературы

- 1 Стальные конструкции (с поправкой) : СП 5.04.01–2021. – Введ. 01.10.2021 (с отменой СНиП II-23–81*). – Мн. : Минстройархитектуры, 2021. – 153 с.
- 2 Основы проектирования строительных конструкций : СН 2.01.01–2022. – Введ. 23.11.2022 (взамен СН 2.01.01–2019). – Мн. : Минстройархитектуры, 2022. – 65 с.
- 3 Двутавры стальные горячекатаные. Технические условия : ГОСТ 35087–2024. – Введ. 01.12.2024. – М. : ЦНИИчермет им. И. П. Бардина, 2024. – 43 с.
- 4 Кудишин, Ю. И. Металлические конструкции : учебник / Ю. И. Кудишин, Е. И. Беленя, В. С. Игнатьева ; под ред. Ю. И. Кудишина. – 13-е изд., испр. – М. : Академия, 2011. – 688 с.
- 5 Жабинский, А. Н. Металлические конструкции : электрон. учеб.-метод. комплекс / А. Н. Жабинский. – Мн. : БНТУ, 2023. – 394 с.