

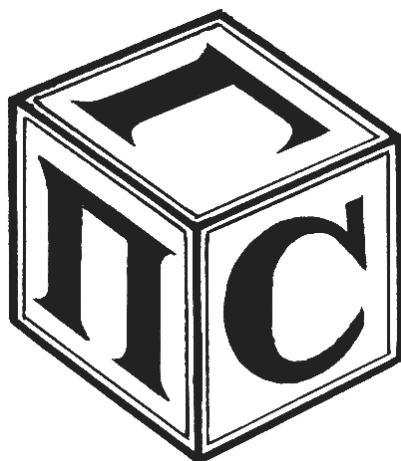
МЕЖГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКО-РОССИЙСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Кафедра «Промышленное и гражданское строительство»

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

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

Часть 1



Могилев 2024

УДК 674.012.45
ББК 38.5
М54

Рекомендовано к изданию
учебно-методическим отделом
Белорусско-Российского университета

Одобрено кафедрой «Промышленное и гражданское строительство»
«23» февраля 2024 г., протокол № 7

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

Рецензент ст. преподаватель Т. А. Полякова

Приведены рекомендации для конструирования и расчета конструкций и конструктивных элементов технологической площадки, подлежащих расчету при курсовом проектировании. Расчет выполнен в соответствии с требованиями СП 5.04.01–2021 и СН 2.01.01–2022.

Учебное издание

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

Часть 1

Ответственный за выпуск	С. В. Данилов
Корректор	А. А. Подошевки
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 36 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, 2024

Содержание

Введение.....	4
1 Компоновка балочных покрытий.....	5
2 Расчет настила.....	6
3 Расчет балки настила.....	12
4 Расчет главной балки.....	16
5 Расчет сквозной центрально-сжатой колонны.....	32
Список литературы.....	43
Приложение А.....	45

Введение

Методические рекомендации разработаны в соответствии с требованиями действующих ТНПА по проектированию стальных конструкций СП 5.04.01–2021 [1].

Рекомендации предназначены для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» всех форм обучения, а также могут быть полезны при дипломном проектировании студентам строительного факультета.

Исходные данные для курсового проектирования принимаются по заданию, выдаваемому преподавателем, а также в таблицах А.1 и А.2.

Курсовой проект «Технологическая площадка» состоит из расчетно-пояснительной записки и графической части.

Расчетно-пояснительная записка включает: титульный лист; содержание (оглавление); введение; основную часть; список использованной литературы; приложение. Текст пояснительной записки приводится на стандартных страницах формата А4 (210×297 мм), рабочее поле которого ограничивается рамкой. Объем пояснительной записки – 30–50 листов. Текстовый материал подлежит оформлению согласно ГОСТ 2.105–95 и ГОСТ 7.1–2003. Текст записки последовательно, в случае необходимости, делится на разделы, подразделы, пункты и подпункты. Разделы имеют порядковые номера, обозначенные арабскими цифрами в пределах всего документа; подразделы – в пределах разделов; пункты – в пределах подразделов; подпункты – в пределах пунктов.

В графической части на элементы несущих конструкций здания разрабатываются рабочие чертежи в объеме одного листа формата А1. Графическая часть подлежит оформлению согласно требованиям ГОСТ 21.502–2016 или СТБ 21.504–2005.

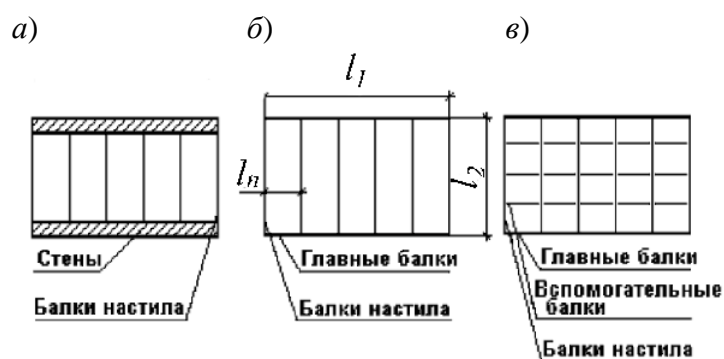
Техническая спецификация металла может быть представлена в графической части или в расчетно-пояснительной записке в виде приложения.

При использовании методических рекомендаций в процессе курсового проектирования 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 Компоновка балочных конструкций

Система несущих балок, образующих конструкцию перекрытий, рабочих площадок цехов, проезжей части моста или других аналогичных конструкций, называется балочной клеткой.

Балочные клетки подразделяют на три основных типа: упрощенный, нормальный и усложненный (рисунок 1.1). При выполнении курсового проекта рассматривается проектирование балочной клетки нормального типа. 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.

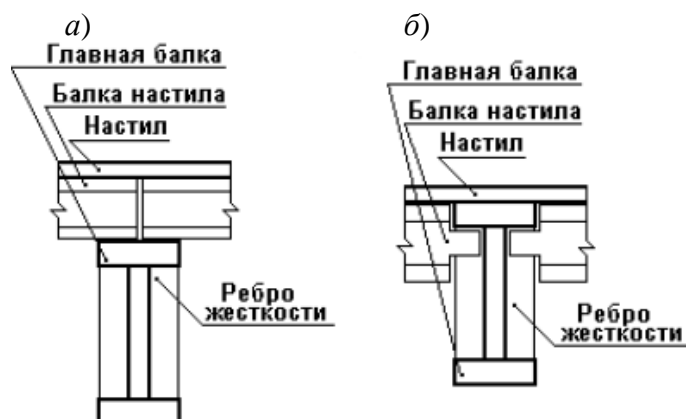


a – упрощенный; *б* – нормальный; *в* – усложненный

Рисунок 1.1 – Типы балочных клеток

В балочной клетке нормального типа (см. 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.

Взаимное расположение балок в балочной клетке может быть различным: этажное (рисунок 1.2, а), в одном уровне (рисунок 1.2, б) и пониженное.



a – этажное; *б* – в одном уровне

Рисунок 1.2 – Взаимное расположение балок

Выбор типа балочной клетки определяется экономическими соображениями, заданными габаритами, соответствием конструкции технологическим требованиям и условиям эксплуатации. В курсовом проекте взаимное расположение балок указано в задании.

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 выполняться 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.

2 Расчет 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, ухудшающие 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

$$\frac{l_n}{t_n} = \frac{4n_0}{15} \left(1 + \frac{72 \cdot E_1}{q_k \cdot n_0^4} \right), \quad (2.1)$$

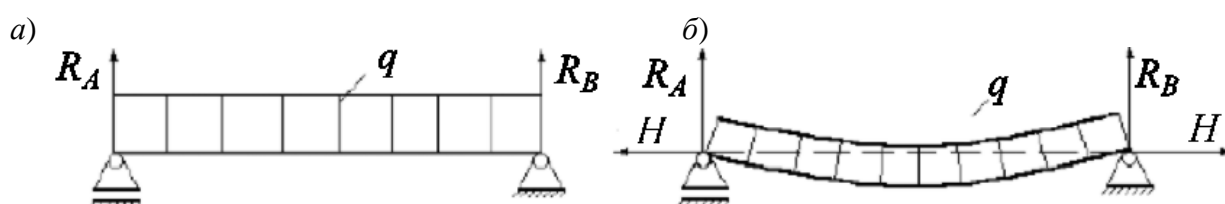
где n_0 – величина, обратная предельному прогибу f_u , принимаемому согласно требований [1, таблица 49];

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/м^2 ; указывается в задании на проектирование.

В зависимости от отношения пролета настила l_n к его толщине t_n рассматривают две расчетные схемы (рисунок 2.1): при отношении ($\frac{l_n}{t_n} \leq 40$) влиянием продольной силы можно пренебречь и рассчитывать настил только на поперечный изгиб (см. рисунок 2.1, а); при жестком закреплении тонкого настила ($40 < \frac{l_n}{t_n} < 300$) его рассчитывают на изгиб с распором (см. рисунок 2.1, б).



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

Рисунок 2.1 – К расчету плоского стального настила

Толщину настила t_n назначают в зависимости от характеристического значения переменного воздействия (функциональной нагрузки) q_k на площадку по таблице 2.1.

Таблица 2.1 – Рекомендуемые толщины стального настила

$q_k, \text{кН/м}^2$	$t_n, \text{мм}$
Менее 10	6
11...20	8
21...25	10
26...30	12
Св. 30	14

Назначив t_n , по формуле (2.1) находят l_n , или наоборот.

Сплошной настил изготавливается из листов рифленой стали, а при значительных нагрузках – из листовой (таблица 2.2).

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.

Таблица 2.2 – Сортамент проката, применяемого для настила

Сталь толстолистовая, ГОСТ 19903–2015	
Размер листов	Значение размеров, мм
Длина	710; 1200; 1400; 1420; 1500; 1600; 1700; 1800; 1900; 2000; 2200; 2500; 2800; 3000; 3200; 3400; 3500; 3600; 4000; 4500; 5000; 5500; 6000; 6500; 7000; 7500; 8000; 8200; 8500; 9000; 10000; 11000; 12000
Ширина	500; 510; 600; 650; 670; 700; 710; 750; 800; 850; 900; 950; 1000; 1100; 1250; 1400; 1420; 1500; 1600; 1700; 1800; 1900; 2000; 2100; 2200; 2300; 2400; 2500; 2600; 2700; 2800; 2900; 3000; 3200; 3400; 3600; 3800; 4000; 4200; 4400
Толщина	6,0; 6,5; 7,0; 7,5; 8,0; 8,5; 9,0; 9,5; 10,0; 10,5; 11,0; 11,5; 12,0; 12,5; 13,0; 13,5; 14,0; 14,5; 15,0; 15,5; 16,0; 16,5; 17,0; 17,5; 18,0; 18,5; 19,0; 19,5; 20,0; 20,5; 21,0; 21,5; 22,0; 22,5; 23,0; 23,5; 24,0; 24,5; 25,0; 25,5; 26,0; 27,0; 28,0; 29,0; 30,0; 31,0; 32,0; 34,0; 36,0; 38,0; 40,0; 42,0; 45,0; 48,0; 50,0; 52,0; 55,0; 58,0; 60,0; 62,0; 65,0; 68,0; 70,0; 72,0; 75,0; 78,0; 80,0; 82,0; 85,0; 87,0; 90,0; 92,0; 95,0; 100,0

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

$$H = \gamma_Q \cdot \frac{\pi^2}{4} \cdot f_u^2 \cdot E_1 \cdot t_n, \quad (2.2)$$

где γ_Q – частный коэффициент для переменных воздействий. При расчете стальных конструкций для функциональной нагрузки $\gamma_Q = 1,4$ [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 $\frac{\beta_f \cdot f_{wf}}{\beta_z \cdot f_{wz}} \leq 1$ – по металлу шва

$$\frac{H}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w \cdot f_{wf} \cdot \gamma_c} \leq 1; \quad (2.3)$$

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

$$\frac{H}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w \cdot f_{wz} \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (2.4)$$

где l_w – расчетная длина швов в сварном соединении;

k_f – высота катета шва, принимается с учетом требований таблицы 2.3;

β_f, β_z – коэффициенты для расчета углового шва по металлу шва и по металлу границы сплавления соответственно (таблица 2.4);

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

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

Таблица 2.3 – Минимальный катет углового шва k_f

Вид соединения	Вид сварки	Характеристическое значение предела текучести стали, Н/мм ²	Минимальный катет шва k_f , мм, при толщине более толстого из свариваемых элементов t , мм					
			от 4 до 5 включ.	от 6 до 10 включ.	от 11 до 16 включ.	от 17 до 22 включ.	от 23 до 32 включ.	от 33 до 40 включ.
Тавровое с двусторонними угловыми швами; нахлесточное и угловое	Ручная дуговая	До 285 включ.	4	4	4	6	10	12
		Св. 285 до 390 включ.	4	5	6	8	10	14
		Св. 390 до 590 включ.	5	6	7	8	10	14
	Автоматическая и механизированная	До 285 включ.	3	4	4	6	10	12
		Св. 285 до 390 включ.	3	4	5	8	10	14
		Св. 390 до 590 включ.	4	5	6	8	10	14
Тавровое с односторонними угловыми швами	Ручная дуговая	До 375 включ.	5	6	7	8	10	14
	Автоматическая и механизированная	До 375 включ.	4	5	6	10	10	18
<p><i>Примечание</i> – В конструкциях из стали с пределом текучести более 590 Н/мм² минимальный катет швов принимают по техническим условиям. Для всех сталей при толщине элементов более 40 мм катет сварного шва принимают по расчету</p>								

Материалы для сварки, соответствующие стали, представлены в таблице 2.5.

Характеристические значения предела прочности шва и расчетные значения прочности угловых швов на срез (условный) по металлу шва приведены в таблице 2.6.

Расчетное значение прочности угловых швов на срез (условный) по металлу границы сплавления f_{wz} определяем по формуле [1, таблица 4]

$$f_{wz} = 0,45 \cdot f_{uk}, \quad (2.5)$$

где f_{uk} – характеристическое (нормативное) значение предела прочности стали [1, таблицы А.3–А.5].

Таблица 2.4 – Значения коэффициентов β_f и β_z

Вид сварки при диаметре сварочной проволоки сплошного сечения d , мм	Положение шва	Коэффициент	Значение коэффициентов β_f и β_z при нормальных режимах сварки и катетах швов, мм			
			от 3 до 8 включ.	от 9 до 12 включ.	от 14 до 16 включ.	св. 16
Автоматическая при d от 3 до 5	В лодочку	β_f	1,1			0,7
		β_z	1,15			1,0
	Нижнее	β_f	1,1	0,9		0,7
		β_z	1,15	1,05		1,0
Автоматическая и механизированная при d от 1,4 до 2	В лодочку	β_f	0,9		0,8	0,7
		β_z	1,05		1,0	
	Нижнее, горизонтальное, вертикальное	β_f	0,9	0,8	0,7	
		β_z	1,05	1,0		
Ручная и механизированная при d менее 1,4 или порошковой проволокой	В лодочку	β_f	0,7			
	Нижнее, горизонтальное, вертикальное, потолочное	β_z	1,0			

Таблица 2.5 – Материалы для сварки, соответствующие стали

Характеристическое значение предела текучести стали f_{yk} , Н/мм ²	Марка материала для сварки				Тип электрода
	сварочной проволоки для автоматической и механической сварки		флюса	порошковой проволоки	
	в углекислом газе или в его смеси с аргоном	под флюсом			
1	2	3	4	5	6
До 290	Св-08Г2С	Св-08А	АН-348-А, АН-60 ¹ , ПКФ-56С ⁴ , UF-02, UF-03 ⁵	ПП-АН-3, ПП-АН-8	Э42, Э42А
		Св-08ГА			
От 290 до 590		Св-10ГА ²⁾	АН-17-М, АН-43, АН-47, АН-348-А ³ , ПФК-56С ⁴ , UF-02, UF-03 ⁵		Э50, Э50А
		Св-10Г2 ²⁾ Св-10НМА			

Окончание таблицы 2.5

1	2	3	4	5	6
От 590	Св-08Г2С, Св-08ХГСМА	Св-10НМА	АН-17-М, ПФК-56С ⁴ , UF-02, UF-03 ⁵	ПП-АН-3, ПП-АН-8	Э60
	Св-10ХГ2СМА	Св-08ХН2ГМЮ			Э70
¹ Флюс АН-60 и электроды типов Э42, Э46, Э50 применяют для конструкций групп 2 и 3 при расчетных температурах $t \geq -45$ °С. ² Не применять в сочетании с флюсом АН-43. ³ Для флюса АН-348-А требуется дополнительный контроль механических свойств металла шва при сварке соединений элементов толщиной более 32 мм при расчетных температурах $t \geq -45$ °С. ⁴ Керамический флюс ПФК-56С по техническим условиям для автоматической сварки стыковых соединений конструкций пролетных строений стальных мостов. ⁵ Керамический флюс сварочный агломерированный марок UF-02 и UF-03 по соответствующим техническим условиям					
<p><i>Примечание</i> – При соответствующем технико-экономическом обосновании для сварки конструкций используют сварочные материалы (проволоки, флюсы, защитные газы), не указанные в настоящей таблице. При этом механические свойства металла шва, выполняемого с их применением, должны быть не ниже свойств, обеспечиваемых применением материалов, приведенных в настоящей таблице</p>					

Таблица 2.6 – Характеристические значения предела прочности шва и расчетные значения прочности угловых швов на срез (условный) по металлу шва

Сварочный материал		f_{wuk} , Н/мм ²	f_{wf} , Н/мм ²
Тип электрода	Марка проволоки		
Э42, Э42А	Св-08, Св-08А	410	180
Э46, Э46А	Св-08ГА	450	200
Э50, Э50А	Св-08Г2С, Св-10ГА, ПП-АН-8, ПП-АН-3	490	215
Э60	Св-08Г2С ¹ , Св-10НМА, Св-10Г2	590	240
Э70	Св-10ХГ2СМА, Св-08ХН2ГМЮ	685	280
Э85	–	835	340
¹ Только для швов с катетом $k_f \leq 8$ мм в конструкциях из стали с характеристическим значением предела текучести 440 Н/мм ² и более			

3 Расчет балки настила

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 и приложение А]:

– первое основное сочетание

$$p_1 = \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + \gamma_{Q1} \cdot \Psi_{0,1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \cdot \Psi_{0i} \cdot Q_{ki}; \quad (3.1)$$

– второе основное сочетание

$$p_2 = \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \cdot \Psi_{0i} \cdot Q_{ki}, \quad (3.2)$$

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 воздействия 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 расчетов стальных конструкций в вышеприведенных формулах принимают следующие значения частных коэффициентов:

– для постоянного воздействия от собственного веса стальных конструкций $\gamma_G = 1,2$;

– для функциональной нагрузки $\gamma_Q = 1,4$.

Для расчета балки настила учитывается собственный вес настила, собственный вес самой балки настила и переменная функциональная нагрузка, характеристическое значение которой указано в задании на проектировании.

Расчетная погонная нагрузка на балку настила с учетом их шага l_n составит

$$q = p \cdot l_n + g_b^n \cdot \gamma_G, \quad (3.3)$$

где p – наибольшее расчетное значение воздействия p_1 или p_2 на балку настила, определяемое по формулам (3.1)–(3.2);

g_b^n – собственный вес 1 м балки, обычно предварительно назначается 300...500 Н/м².

$$p = p_1 = \gamma_G \cdot g_b + \gamma_Q \cdot \Psi_{0,1} \cdot q_k \text{ или } p = p_2 = \xi \cdot \gamma_G \cdot g_b + \gamma_Q \cdot q_k, \quad (3.4)$$

где g_b – собственный вес 1 м² настила;

$\Psi_{0,1} = 1$ [2, таблица А.1].

Расчетная схема балки настила представлена на рисунке 3.1.

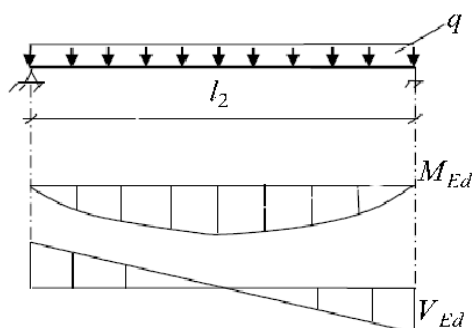


Рисунок 3.1 – Расчетная схема балки настила (однопролетная разрезная балка)

Максимальный изгибающий момент M_{Ed} находим по формуле

$$M_{Ed} = \frac{q \cdot l_2^2}{8}, \quad (3.5)$$

где l_2 – пролет балки настила, м.

Наибольшая поперечная сила определяется по формуле

$$V_{Ed} = \frac{q \cdot l_2}{2}. \quad (3.6)$$

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 полок и в месте, где действует максимальный изгибающий момент $\tau_x \leq 0,9 f_s$, 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

$$W_{n,cal} = \frac{M_{Ed}}{c_x \cdot \beta \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c}, \quad (3.7)$$

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 настила [1, таблицы А.4–А.5];

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

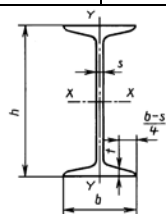
Сечения балок настила принимают прокатными. По значению $W_{n,cal}$ из сортамента в соответствии с принятым сечением (двутавр, швеллер и др.) выбирают ближайший номер профиля, у которого $W_{n,min} \geq W_{n,cal}$, где $W_{n,min}$ – момент сопротивления сечения нетто, принятый по сортаменту.

Выполняем корректировку нагрузки с учетом фактического значения веса балки настила (в сортаменте дается вес одного погонного метра профиля) и уточняем расчетные значения усилий M_{Ed} и V_{Ed} . Также уточняем значение коэффициента c_x по [1, приложение Е].

В таблице 3.1 представлена выборка из ГОСТ 8239–89 для подбора сечения балки настила.

Таблица 3.1 – Балки двутавровые (выборка из ГОСТ 8239–89)

Номер профиля	Размер, мм				A, см ²	G, кг/м	I _x , см ⁴	W _x , см ³	S _x , см ³	i _x , см	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см
	h	b	t	s									
10	100	55	7,2	4,5	12	9,46	198	39,7	23	4,06	17,9	6,49	1,22
12	120	64	7,3	4,8	14,7	11,5	350	58,4	33,7	4,88	27,9	8,72	1,38
14	140	73	7,5	4,9	17,4	13,7	572	81,7	46,8	5,73	41,9	11,5	1,55
16	160	81	7,8	5	20,2	15,9	873	109	62,3	6,57	58,6	14,5	1,7
18	180	90	8,1	5,1	23,4	18,4	1290	143	81,4	7,42	82,6	18,4	1,88
20	200	100	8,4	5,2	26,8	21	1840	184	104	8,28	115	23,1	2,07
22	220	110	8,7	5,4	30,6	24	2550	232	131	9,13	157	28,6	2,27
24	240	115	9,5	5,6	34,8	27,3	3460	289	163	9,97	198	34,5	2,37
27	270	125	9,8	6	40,2	31,5	5010	371	210	11,2	260	41,5	2,54
30	300	135	10,2	6,5	46,5	36,5	7080	472	268	12,3	337	49,9	2,69
33	330	140	11,2	7	53,8	42,2	9840	597	339	13,5	419	59,9	2,79
36	360	145	12,3	7,5	61,9	48,6	13380	743	423	14,7	516	71,1	2,89
40	400	155	13	8,3	72,6	57	19062	953	545	16,2	667	86,1	3,03
45	450	160	14,2	9	84,7	66,5	27696	1231	708	18,1	808	101	3,09
50	500	170	15,2	10	100	78,5	39727	1598	919	19,9	1043	123	3,23
55	550	180	16,5	11	118	92,6	55962	2035	1181	21,8	1356	151	3,39
60	600	190	17,8	12	138	108	78806	2560	1491	23,6	1725	182	3,54



Примечание – A – площадь поперечного сечения; h – высота балки; G – масса 1 м в килограммах; b – ширина полки; I – момент инерции; t – толщина полки; W – момент сопротивления; s – толщина стенки; S – статический момент полусечения; i – радиус инерции

Проверка несущей способности балки настила

Расчет на прочность разрезных балок 2-го и 3-го класса сечения в соответствии с [1] при изгибе в плоскости наибольшей жесткости ($I_x > I_y$) выполняются по формуле

$$\frac{M_{Ed}}{c_x \cdot \beta \cdot W_{n,\min} \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c} \leq 1. \quad (3.8)$$

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

$$\frac{V_{Ed} \cdot S}{I \cdot t_w \cdot f_s \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (3.9)$$

где S , $t_w(s)$, I – геометрические характеристики сечения, принимаемые для балки настила из сортамента;

f_s – расчетное значение прочности стали балки настила на сдвиг.

$$f_s = \frac{0,58 \cdot f_{yk}}{\gamma_m}, \quad (3.10)$$

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

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

Проверка предельных состояний эксплуатационной пригодности (жесткости балки)

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

$$E_d \leq C_{d,\lim}, \quad (3.11)$$

где $C_{d,\lim}$ – 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

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_n \cdot l_2^4}{E \cdot I_x} \leq f_u, \quad (3.12)$$

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 настила.

С учетом требований [1, п. 18] включает в себя характеристическое значение постоянных нагрузок и практически постоянное значение переменных нагрузок

$$q_n = (q_k \cdot \psi_2 + g_b) \cdot l_n + g_b^n, \quad (3.13)$$

где ψ_2 – коэффициент сочетания воздействий, учитывающий практически постоянное значение переменного воздействия, $\psi_2 = 0,8$ [2, таблица А.1].

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

Если проверка по формуле (3.9) не удовлетворяется, то следует увеличить сечение балки, взяв менее прочный материал, или допустить недоиспользование прочности балки, что менее выгодно. Проверку общей устойчивости балки настила выполнять не требуется, т. к. по всей длине к ее верхнему поясу приварен стальной настил.

4 Расчет главной балки

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 главной балки

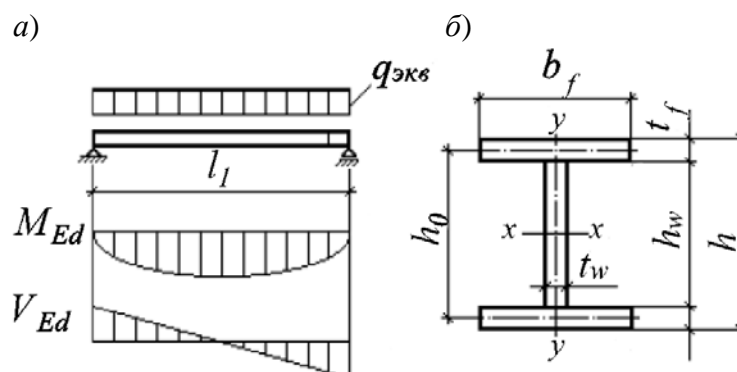
Расчетная схема главной балки и схема поперечного сечения представлены на рисунке 4.1.

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

При количестве балок более пяти главная балка считается нагруженной

равномерно распределенной нагрузкой.

Сбор нагрузки на 1 м^2 балки выполним в табличной форме (таблица 4.1). Собственный вес главной балки g_{bp}^n , предварительно принимаем равным 1 %...3 % нагрузки, приходящейся на балку.



a – расчетная схема главной балки; *б* – поперечное сечение балки

Рисунок 4.1 – К подбору сечения главной балки

Таблица 4.1 – Характеристические и расчетные нагрузки на главную балку

Наименование нагрузки	Характеристическое значение, кН/м ²	γ_F	Расчетное значение, кН/м ²
Постоянная нагрузка			
Собственный вес настила	g_b	1,2	g_{bd}
Собственный вес балок настила	$g_{bk}^n = \frac{g_b^n}{l_n}$	1,2	g_{bk}^n
Собственный вес главной балки	g_{bp}^n	1,2	g_{bpd}^n
Итого	g_k		g_d
Переменная нагрузка			
Функциональная	q_k	1,4	q_d
Итого	q_k		q_d

Составляем сочетания воздействий:

– первое основное сочетание

$$p_1 = g_d + \Psi_{0,1} \cdot q_d; \quad (4.1)$$

– второе основное сочетание

$$p_2 = \xi \cdot g_d + q_d. \quad (4.2)$$

Для дальнейших расчетов принимаем наибольшее расчетное значение воздействия p из наиболее неблагоприятного сочетания. Тогда расчетная погонная

нагрузка на главную балку

$$q_{\text{экв}} = p \cdot l_2. \quad (4.3)$$

Для расчетов жесткости главной балки характеристическое значение погонной нагрузки

$$q_{\text{экв}}^n = (q_k \cdot \psi_2 + g_k) \cdot l_2. \quad (4.4)$$

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

$$M_{Ed} = \frac{q \cdot l_1^2}{8}, \quad (4.5)$$

где l_1 – расчетный пролет главной балки, м.

Поперечная сила на опоре

$$V_{Ed} = \frac{q \cdot l_1}{2}. \quad (4.6)$$

Изгибающий момент от характеристического значения погонной нагрузки

$$M_{Ek} = \frac{q_{\text{экв}}^n \cdot l_1^2}{8}. \quad (4.7)$$

Для экономии материала в составных балках изменяют сечение по длине в соответствии с эпюрой изгибающих моментов. В этом случае упругопластическая работа материала недопустима, поэтому главную балку относится к 1-му классу сечений. Тогда требуемый момент сопротивления балки определим по формуле

$$W_{calc} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot \gamma_c}, \quad (4.8)$$

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

Компоновку составного сечения начинаем с установления высоты балки.

Грубую оценку высоты разрезной балки можно производить из условия

$$h = \left(\frac{1}{8} \dots \frac{1}{12} \right) \cdot l_1. \quad (4.9)$$

Для балок высотой 1...2 м рациональное значение толщины стенки t_w , мм,

можно определить по эмпирической формуле

$$t_w = 7 + 3 \cdot \frac{h}{1000}. \quad (4.10)$$

Пояса главной балки в основном воспринимают момент, а стенка – перерезывающие 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 металла для главной балки будет минимальным, называют оптимальной. Из условия экономичности, характеризующейся наименьшим расходом стали, вычисляют оптимальную высоту балки:

$$h_{opt} = k \cdot \sqrt{\frac{W_{calc}}{t_w}}, \quad (4.11)$$

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

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

Определение минимальной высоты производится по формуле

$$h_{min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{f_{yd} \cdot l_1^2}{E \cdot f_u} \cdot \frac{M_{Ek}}{M_{Ed}} \quad \text{или} \quad h_{min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{f_{yd} \cdot l_1^2}{E \cdot f_u} \cdot \frac{q_{экв}^n}{q_{экв}}, \quad (4.12)$$

где f_u – предельный допустимый прогиб главной балки [1, таблица 49].

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

$$t_{w,min} = \frac{k \cdot V_{Ed}}{h_w \cdot f_s \cdot \gamma_c}, \quad (4.13)$$

где k – коэффициент при работе на срез всего двутаврового сечения. Без учета поясов $k = 1,5$ (при наличии внутренних опорных ребер); с учетом работы поя-

сов $k = 1,2$ (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 (4.8), 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

$$t_w \geq \frac{h_w}{5,5} \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}, \quad (4.14)$$

где

$$h_w = h_0 - 2t_f, \quad (4.15)$$

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 неэкономично, 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

$$I_{calc} = \frac{W_{calc} \cdot h_b}{2}, \quad (4.16)$$

где h_b – принятая высота главной балки.

Момент инерции стенки

$$I_{w,calc} = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12}. \quad (4.17)$$

Момент инерции, приходящийся на поясные листы,

$$I_{f,calc} = I_{calc} - I_{w,calc}. \quad (4.18)$$

Требуемая площадь сечения одной полки

$$A_f = \frac{2 \cdot I_{f,calc}}{h_0^2}, \quad (4.19)$$

где h_0 – расстояние между осями полок.

Ширина полки балки

$$b_f = \frac{A_f}{t_f}. \quad (4.20)$$

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_f к ее толщине t_f не должно превышать значений, вычисляемых по формулам:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0,5 \sqrt{\frac{E}{f_{yd}}}, \quad (4.21)$$

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

$$b_{ef} = \frac{b_f - t_w}{2}. \quad (4.22)$$

Проверочные расчеты

Проверка прочности главной балки.

Расчет на прочность балок 1-го класса при действии момента в одной из главных плоскостей производится по формуле

$$\frac{M_{Ed}}{W_{n,\min} \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (4.23)$$

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

$$W_{n,min} = \frac{2I_b}{h_b}. \quad (4.24)$$

$$I_b = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2b_f \cdot t_f \cdot \frac{h_o^2}{4}. \quad (4.25)$$

Если условие прочности не соблюдается, то сечение балки корректируется. Применяемые размеры стенки и полка балки необходимо согласовывать с сортаментом на листовую и полосовую сталь (см. таблицу 2.2).

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

Проверка жесткости главной балки.

Проверку жесткости главной балки можно выполнить по формуле

$$f_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{экв}^n \cdot l_1^4}{E \cdot I_b} \leq f_u, \quad (4.26)$$

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

Проверка общей и местной устойчивости главной балки.

Устойчивость балок 1-го класса считают обеспеченной:

– при передаче нагрузки на балку через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и связанный с ним с помощью сварки, болтов и др.;

– при значении условной гибкости сжатого пояса балки $\bar{\lambda}_b = \frac{l_{ef}}{b} \cdot \sqrt{\frac{f_{ydf}}{E}}$,

не превышающих ее предельных значений $\bar{\lambda}_{ub}$, определяемых для балок симметричного двутаврового сечения по формуле

$$\bar{\lambda}_b \leq \bar{\lambda}_{ub} \cdot \sqrt{\frac{f_{ydf}}{\sigma}} = \left[0,35 + \frac{0,0032b_f}{t_f} + \left(0,76 - \frac{0,02b_f}{t_f} \right) \cdot \frac{b_f}{h_0} \right] \cdot \sqrt{\frac{f_{ydf}}{\sigma}}, \quad (4.27)$$

где f_{ydf} – расчетное значение предела текучести стали поясных листов.

$$\sigma = \frac{M_{Ed}}{W_c \cdot \gamma_c}, \quad (4.28)$$

где W_c – момент сопротивления для сжатого пояса.

В формуле (4.27) значения $\bar{\lambda}_{ub}$ определены при $1 \leq \frac{h_0}{b_f} \leq 6$ и $15 \leq \frac{b_f}{t_f} \leq 35$;

для балок с отношением $\frac{b_f}{t_f} < 15$ в приведенных формулах принимают $\frac{b_f}{t_f} = 15$.

При невыполнении указанных требований общую устойчивость балок при изгибе в плоскости стенки следует проверять по формуле

$$\frac{M_{x,Ed}}{\varphi_b \cdot W_{cx} \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (4.29)$$

где φ_b – коэффициент устойчивости при изгибе; определяют согласно [1, приложение Ж] для балок с опорными сечениями, закрепленными от боковых смещений и поворота. За расчетную длину l_{ef} балки из ее плоскости принимают расстояние между точками закрепления сжатого пояса от поперечных смещений (узлами продольных или поперечных связей, точками крепления жесткого настила).

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

Проверку устойчивости стенки балки выполняют согласно требованиям [1, п. 8.5].

Необходимость постановки ребер жесткости с учетом значений ее условной гибкости и наличия местной нагрузки на пояс балки определяют по формуле

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}. \quad (4.30)$$

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 $2h_w$.

Отсутствие поперечных ребер жесткости должно быть обосновано расчетом по [1, п. 8.2.2].

В стенке, укрепленной только поперечными ребрами, ширина их выступающей части b_r должна быть для симметричного парного ребра не менее $\frac{h_w}{30} + 25$ мм; толщина ребра жесткости t_r должна быть

не менее $2b_r \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}$.

Ребра жесткости обычно располагаются в местах опирания балок настила. Ребра жесткости не располагаются в местах монтажных стыков. При наличии сварного стыка стенки поперечные ребра удаляются от места стыка не менее, чем на 10 толщин стенки.

Ребра жесткости прикрепляются к стенке непрерывными угловыми швам. Торцы ребер должны иметь скосы с размерами 40×40 мм или 40×60 мм для снижения концентрации сварочных напряжений и пропуска поясных швов.

Изменение сечения главной балки по длине

Сечение составной балки (рисунок 4.2), подобранное по максимальному изгибающему моменту, можно уменьшить в местах снижения моментов (для разрезных балок – у опор).

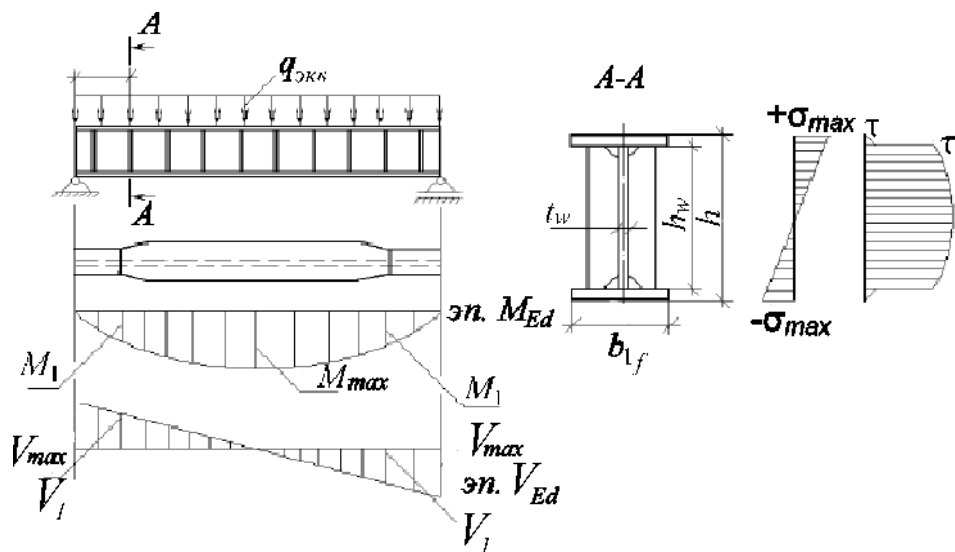


Рисунок 4.2 – Расчетные схемы к изменению сечения поясов главной балки

Это дает экономию материала, но несколько увеличивает трудоемкость изготовления; целесообразно для балок пролетом 10...12 м и более.

В курсовом проектировании рассматривается изменение сечения балки по длине путем уменьшения ширины ее поясов. При равномерной нагрузке наиболее выгодное по расходу стали место изменения сечения поясов однопролетной сварной балки находится на расстоянии примерно $x = \frac{1}{6} l_1$ от опор.

Прочность при нормальном напряжении в сварном стыковом шве

$$\sigma_1 = \frac{M_1}{W_1} \leq f_{wy} \cdot \gamma_c, \quad (4.31)$$

где f_{wy} – расчетное значение прочности стыкового шва по пределу текучести.

При визуальных методах контроля качества сварных швов $f_{wy} = 0,85 \cdot f_{yd}$, при физических – $f_{wy} = f_{yd}$.

$$M_1 = \frac{q_{экр} \cdot x(l_1 - x)}{2}, \quad (4.32)$$

где x – расстояние от опоры до места изменения сечения.

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

$$W_{1,calc} = \frac{M_1}{f_{wy}}; \quad (4.33)$$

$$I_{1,calc} = W_{1,calc} \frac{h_b}{2}. \quad (4.34)$$

Требуемые момент инерции поясов и площадь сечения поясов

$$I_{1f,calc} = I_{1,calc} - I_w; \quad (4.35)$$

$$A_{1f,calc} = \frac{2I_{1f,calc}}{h_0^2}. \quad (4.36)$$

Принятые размеры пояса должны удовлетворять следующим конструктивным требованиям: $b_{1f} \geq 0,5b_f$; $b_{1f} \geq 180$ мм; $b_{1f} \geq \frac{h_b}{10}$.

Фактические момент инерции и момент сопротивления уменьшенного сечения

$$I_1 = I_w + 2 \cdot b_{1f} \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_0}{2}\right)^2; \quad (4.37)$$

$$W_1 = 2 \cdot \frac{I_1}{h_b}. \quad (4.38)$$

Проверяем прочность при нормальном напряжении в сварном стыковом шве по формуле (4.33).

Проверку прочности стенки в месте изменения сечения выполняют по приведенным напряжениям

$$\sqrt{\sigma_1 + 3\tau_1^2} \leq 1,15 f_{yd} \cdot \gamma_c, \quad (4.39)$$

где $\sigma_1 = \frac{M_1}{W_1} \cdot \frac{h_w}{h_b}$; $\tau_1 = \frac{V_{Ed} \cdot S_{1f}}{I_1 \cdot t_w} \leq f_{wy} \cdot \gamma_c$; $S_{1f} = b_{1f} \cdot t_f \left(\frac{h_0}{2} \right)$.

Проверка прочности балки на срез по касательным напряжениям у опоры выполняем по формуле

$$\frac{V_{Ed} \cdot S}{I_b \cdot t_w \cdot f_s \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (4.40)$$

где S – статический момент полусечения, см³;

$$S = A_{1f} \frac{h_0}{2} + \frac{A_w}{2} \cdot \frac{h_w}{4}. \quad (4.41)$$

Расчет опорного ребра

Конец балки в месте опирания ее на опору (колонну) укрепляют опорными ребрами. При этом считается, что вся опорная реакция передается с балки на опору через эти ребра жесткости. Ребра жесткости для передачи опорной реакции надежно прикрепляют к стенке балки сварными швами, а торец ребер жесткости либо плотно пригоняют к нижнему поясу балки, либо строгают для непосредственной передачи опорного давления на стальную колонну. Для правильной передачи давления на колонну центр опорной поверхности ребра необходимо совмещать с осью полки колонны (рисунок 4.3).

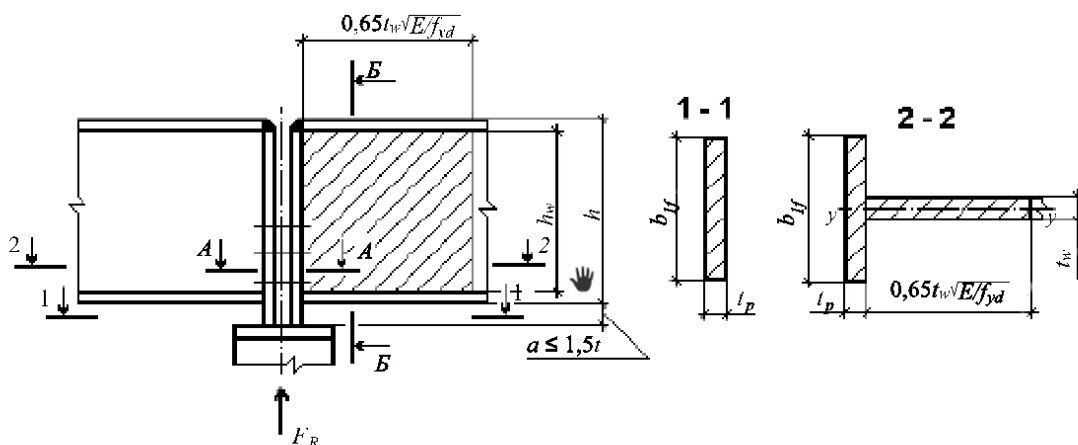


Рисунок 4.3 – К расчету опорной части балки

Торцевые сечения опорных ребер должны проверяться на смятие при $a \leq 1,5t_p$, на сжатие – при $a > 1,5t_p$ (где t_p – толщина опорного ребра). Выступающая вниз часть опорного ребра a обычно принимается равной 15...20 мм. Ширина участка стенки, включенной в работу опорной стойки b_{op} , из условий его местной устойчивости должна удовлетворять условию

Размер опорных ребер жесткости определяют из расчета на смятие торца

ребра. Ширину опорного ребра b_p по конструктивным соображениям можно принять равной ширине поясного листа в приопорной зоне b_{1f} ($b_p = b_{1f}$).

Площадь смятия опорного ребра (при $a \leq 1,5t_p$)

$$A_p = b_p \cdot t_p = \frac{V_{Ed}}{f_p \cdot \gamma_c}, \quad (4.42)$$

где f_p – расчетное значение прочности стали на смятие, МПа; определяется по формуле

$$f_p = \frac{f_{uk}}{\gamma_m}, \quad (4.43)$$

где f_{uk} – характеристическое значение предела прочности стали главной балки [1, таблица А.3].

Толщина опорного ребра жесткости t_p должна быть не менее $3b_p \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}$.

Площадь сечения из условий сжатия (при $a > 1,5t_p$)

$$A_c = \frac{V_{Ed}}{f_{yd} \cdot \gamma_c}. \quad (4.44)$$

Опорный участок балки проверяют на устойчивость из плоскости балки как условный опорный стержень, включающий в площадь расчетного сечения опорные ребра и часть стенки балки шириной $b_{op} = 0,65t_w \sqrt{\frac{E}{f_{yd}}}$ в каждую сторону (на рисунке 4.3 эта площадь заштрихована) и длиной, равной высоте стенки балки, т. е.

$$A_s = A_p + b_{op} \cdot t_w. \quad (4.45)$$

Проверка на устойчивость опорной части балки осуществляется как условно центрально-сжатой стойки по формуле

$$\frac{V_{Ed}}{\varphi \cdot A_s \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (4.46)$$

где φ – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, определяемый по [1, приложение Д] для типа сечения s . При этом момент инерции ребра относи-

тельно оси z $I_z = \frac{t_p \cdot b_p^3}{12} + \frac{b_{op} \cdot t_w^3}{12}$, радиус инерции $i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A_s}}$, гибкость $\lambda = \frac{h_w}{i_z}$,

условная гибкость $\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}$.

Опорное ребро крепится к стенке балки двусторонними швами механизированной сваркой проволокой, которую выбирают с учетом требований [1]. Расчетная длина одного шва $l_w = 85\beta_f \cdot k_f$.

Напряжение срезу швов по металлу шва и границы сплавления

$$\sigma = \frac{V_{Ed}}{A_w} \leq f_{wf} \cdot \gamma_c; \quad (4.47)$$

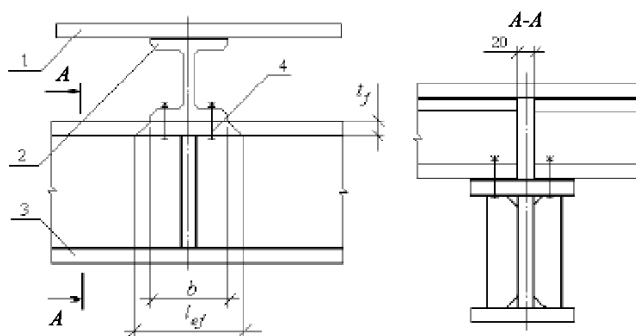
$$\sigma = \frac{V_{Ed}}{A_w} \leq f_{wz} \cdot \gamma_c, \quad (4.48)$$

где A_w – площадь сварных швов, $A_w = 4l_w \cdot \beta_f \cdot k_f$.

Опираия и сопряжения балок

Этажное сопряжение балок настила с главной балкой.

Этажное сопряжение (рисунок 4.4), 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.



1 – настил; 2 – балка настила; 3 – главная балка; 4 – крепление балок

Рисунок 4.4 – Этажное сопряжение балок

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

$$\sigma_{loc} = \frac{F_{Ed}}{t_f \cdot l_{ef}} \leq f_{yd} \cdot \gamma_c, \quad (4.49)$$

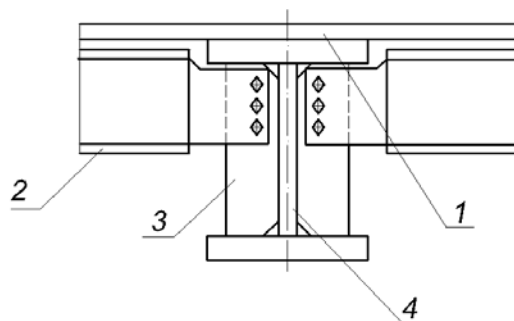
где F_{ed} – расчетное значение нагрузки (принимается равным V_{Ed} для балки

настила), кН;

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

Сопряжение балок настила с главной балкой в одном уровне.

Сопряжение балок в одном уровне способно передать большие опорные реакции. Недостаток этого сопряжения – необходимость выреза верхней полки и части стенки балки настила. Этот вырез несколько ослабляет сечение балки и увеличивает трудоемкость сопряжения. Одним из вариантов сопряжения балок в одном уровне является примыкание одной балки к другой сбоку с передачей нагрузки через соединительные элементы, например, ребро жесткости. Опорная реакция со стенки примыкающей балки настила передается через болты на ребро жесткости. Болты воспринимают усилия сдвига соединяемых элементов. В качестве работающих применяют болты нормальной точности, а при больших опорных реакциях балок настила – высокопрочные. Учитывая неравномерность вовлечения болтов в работу и с целью повышения надежности, параметры болтовых соединений (количество и диаметр болтов) определяют по усилию на 20 %...25 % выше опорной реакции балки (V_{Ed} принимается равной для балки настила) (рисунок 4.5).



1 – настил; 2 – балка настила; 3 – ребро жесткости; 4 – главная балка

Рисунок 4.5 – Сопряжение балок в одном уровне

Для болтов грубой и нормальной точности требуемое количество болтов можно найти по формуле

$$n \geq \frac{1,2V_{Ed}}{N_{b,min}}, \quad (4.50)$$

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

Расчетное усилие, воспринимаемое одним болтом, определяется по формулам:

– на срез

$$N_{bs} = f_{bs} \cdot A_b \cdot n_s \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c; \quad (4.51)$$

– на смятие

$$N_{bp} = f_{bp} \cdot d_b \cdot \Sigma t \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c, \quad (4.52)$$

где f_{bs} , f_{bp} – расчетные сопротивления болтовых соединений срезу и смятию, кН/м²; принимаются по таблицам 4.2 и 4.3;

A – площадь сечения болта брутто, принимается по таблице 4.4;

γ_b – коэффициент условий работы болтового соединения, принимается по таблице 4.5; но не более 1;

n_s – количество плоскостей среза (в данном случае $n_s = 1$);

Σt_{\min} – минимальная толщина элемента, сминаемая в одном направлении (при данной схеме сопряжения это либо толщина ребра жесткости, либо толщина стенки балки настила);

d_b – наружный диаметр стержня болта, мм; рекомендуется применять болты диаметром 20 или 24 мм.

Таблица 4.2 – Характеристические значения предела прочности и предела текучести стали болтов и расчетные значения прочности одноболтовых соединений на срез и растяжение

Класс прочности болтов	f_{buk}	f_{byk}	f_{bs}	f_{bt}
4.6	400	240	150	170
5.6	500	300	210	225
5.8	500	400	210	–
8.8	830	664	332	451
10.9	1040	936	416	561
12.9	1220	1098	4427	–

Таблица 4.3 – Расчетные значения прочности на смятие элементов, соединяемых болтами

Характеристическое значение предела прочности стали соединяемых элементов f_{uk} , Н/мм ²	Расчетное значение прочности f_{bp} на смятие элементов, Н/мм ² , соединяемых болтами класса точности	
	A	B
1	2	3
360	560	475
370	580	485
380	590	500
390	610	515
430	670	565
440	685	580
450	700	595
460	720	605
470	735	620

Окончание таблицы 4.3

1	2	3
480	750	630
490	765	645
510	795	670
540	845	710
570	890	750
590	920	775

Таблица 4.4 – Площади сечения болтов

d , мм	16	(18)	20	(22)	24	(27)	30	36	42	48
A_b , см ²	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,72	7,06	10,17	13,85	18,09
$A_{b,n}$, см ²	1,57	1,92	2,45	3,03	3,53	4,59	5,61	8,16	11,20	14,72
<p><i>Примечание</i> – Площадь сечения болта диаметром более 48 мм принимают по действующим стандартам. Размеры, приведенные в скобках, применяют только в конструкциях опор ВЛ и ОРУ</p>										

Таблица 4.5 – Значение коэффициента условий работы болтового соединения γ_b

Характеристика		Характеристическое значение предела текучести стали соединяемых элементов f_{yk} , Н/мм ²	Значения $\frac{a}{d}, \frac{s}{d}$	Значение коэффициента γ_b
болтового соединения	напряженного состояния			
1	2	3	4	5
Одноболтовое (болт классов точности А, В или высокопрочный)	Срез	–	–	1,0
	Смятие	До 285 включ.	$1,5 \leq \frac{a}{d} \leq 2$	$0,4 \leq \frac{a}{d} + 0,2$
			$1,35 \leq \frac{a}{d} < 1,5$	$\frac{a}{d} - 0,7$
		Св. 285 до 375 включ.	$1,5 \leq \frac{a}{d} \leq 2$	$0,5 \leq \frac{a}{d}$
			$1,35 \leq \frac{a}{d} < 1,5$	$0,67 \leq \frac{a}{d} - 0,25$
Св. 375	$\frac{a}{d} \geq 2,5$	1,0		
Многоболтовое (болты класса точности А)	Срез	–	–	1,0

Окончание таблицы 4.5

1	2	3	4	5
Многоболтовое (болты класса точности А)	Смятие	До 285 включ.	$1,5 \leq \frac{a}{d} \leq 2$	$0,4 \leq \frac{a}{d} + 0,2$
			$2 \leq \frac{s}{d} \leq 2,5$	$0,4 \leq \frac{s}{d}$
		Св. 285 до 375 включ.	$1,5 \leq \frac{a}{d} \leq 2$	$0,5 \leq \frac{a}{d}$
			$2 \leq \frac{s}{d} \leq 2,5$	$0,5 \leq \frac{s}{d} - 0,25$
		Св. 375	$\frac{a}{d} \geq 2,5$	1,0
			$\frac{s}{d} \geq 3$	

Примечание – Обозначения, принятые в таблице: a – расстояние вдоль усилия от края элемента до центра ближайшего отверстия; s – расстояние вдоль усилия между центрами отверстий; d – диаметр отверстия для болта. Для расчета многоболтового соединения на срез и смятие для болтов класса точности В, а также для высокопрочных болтов без регулируемого натяжения при всех характеристических значениях предела текучести f_{yk} стали соединяемых элементов значения коэффициента γ_b умножают на 0,9. Для расчета многоболтового соединения на смятие принимают меньшее из значений γ_b , вычисленных при принятых значениях d, a, s

Размещаем болты по высоте балки настил, выполняя конструктивные требования, предъявляемые к болтовым соединениям.

Сечение балки настила следует проверить на срез с учетом ослабления отверстиями под болты и вырезом части стенки

$$\frac{F_{Ed}}{(h - n \cdot d)t} \leq f_s \cdot \gamma_c, \quad (4.53)$$

где F_{Ed} – опорная реакция балки настила;

h и t – высота и толщина стенки балки настила;

n и d – количество и диаметр отверстий под болты соответственно.

5 Расчет сквозной 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. При проектировании центрально-сжатых колонн требуется обеспечить устойчивость колонны относительно главных осей ее сечения.

Выбор расчетной схемы и типа сечения колонны

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. Жесткое сопряжение требует устройства достаточно мощных фундаментов с защемлением в них колонн с помощью анкерных болтов; анкерные болты прикрепляются к стержню колонны через выносные консоли и затягиваются с напряжением, близким к расчетному сопротивлению, что устраняет возможность поворота колонны. При шарнирном сопряжении анкерные болты ставят лишь для фиксации проектного положения колонны и закрепления ее в процессе монтажа.

Расчетная схема колонны представлена на рисунке 5.1.



Рисунок 5.1 – Расчетная схема колонны

Расчетная длина колонны

$$l_{ef} = \mu \cdot l, \quad (5.1)$$

где μ – коэффициент расчетной длины, принимается в зависимости от условий закрепления концов колонны по [1, таблица 31]; в нашем случае $\mu = 1$;

l – геометрическая длина колонны, принимается равной расстоянию от оголовка колонны до обреза фундамента, м.

$$l = h_n + h_1 - h_p, \quad (5.2)$$

где h_n – отметка верха настила (принимается по заданию), м;

h_1 – заглубление базы колонны ниже отметки чистого пола, $h_1 = 0,15$ м;

h_p – строительная высота перекрытия, м.

При этажном сопряжении балок настила с главной балкой

$$h_p = h_b + h_{bn} + t_n + a, \quad (5.3)$$

где h_b – высота главной балки;

h_{bn} – высота балки настила;

t_n – толщина настила;

a – выступающая вниз часть опорного ребра главной балки.

При сопряжении в одном уровне балок настила с главной балкой

$$h_p = h_b + t_n + a. \quad (5.4)$$

Подбор сечения стержня 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

$$A_{cal} = \frac{N_{Ed}}{2\varphi_1 \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c}, \quad (5.5)$$

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

φ_1 – коэффициент устойчивости при центральном сжатии относительно материальной оси ($x-x$), определяемый по $\bar{\lambda}_1 = \lambda_1 \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}$, тип сечения «b» [1, таблица Д.1].

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

$$\frac{N_{Ed}}{2\varphi_x \cdot A} \leq f_{yd} \cdot \gamma_c, \quad (5.6)$$

где φ_x – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, определяемый по

действительной гибкости $\lambda_x = \frac{l_{ef}}{i_x}$.

Перенапряжение не допускается, а недонапряжение должно быть минимальным.

Расчет колонны относительно свободной оси

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

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_{ef}^2 - \lambda_{b1}^2} = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_{b1}^2}. \quad (5.7)$$

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:

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

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

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

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

Проверка сечения колонны относительно свободной оси

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 :

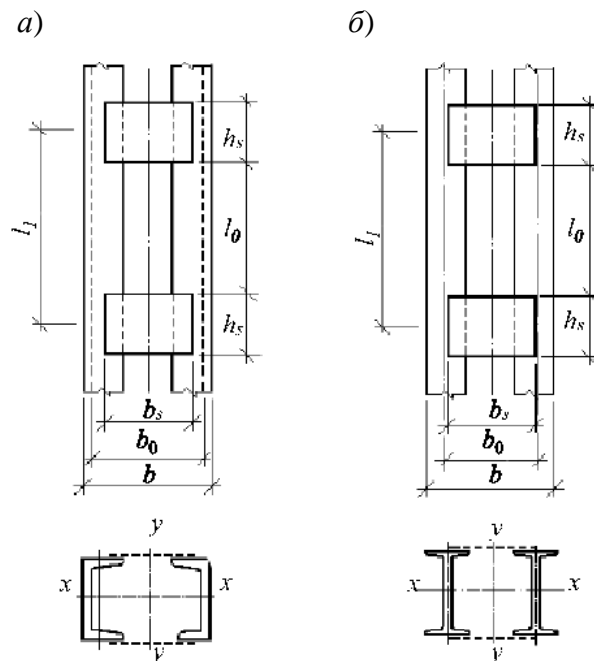
– для двух швеллеров

$$I_y = 2 \left[I_{b1} + A_{b1} \left(\frac{b_0}{2} - z_0 \right)^2 \right]; \quad (5.8)$$

– для двух двутавров

$$I_y = 2 \left[I_{b1} + A_{b1} \cdot \left(\frac{b_0}{2} \right)^2 \right]. \quad (5.9)$$

Планки (рисунок 5.2) 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 5.2 – 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

$$l_0 = \lambda_{b1} \cdot i_{b1}. \quad (5.10)$$

Назначаем размеры сечения соединительных планок:

$$h_s = (0,5 \dots 0,75)b_0; \quad (5.11)$$

$$t_s = \left(\frac{1}{10} \dots \frac{1}{25}\right)h_s. \quad (5.12)$$

Момент инерции планок

$$I_s = \frac{t_s \cdot h_s^3}{12}. \quad (5.13)$$

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

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{2A_{b1}}}; \quad \lambda_y = \frac{l_{ef}}{i_y}. \quad (5.14)$$

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

$$n = \frac{I_{b1} \cdot b_0}{I_s \cdot l_1}. \quad (5.15)$$

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

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82\lambda_{b1}^2(1+n)}. \quad (5.16)$$

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

Проверка устойчивости стержня производится по формуле

$$\frac{N_{Ed}}{\varphi_y \cdot A} \leq f_{yd} \cdot \gamma_c, \quad (5.17)$$

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

Расчет соединительных планок

Планки в центрально-сжатых сквозных колоннах рассчитывают на условную поперечную силу, возникающую при продольном изгибе. Эта сила возникает в результате изгиба стержней при потере ими устойчивости. Условную поперечную силу следует распределять поровну между планками, лежащими в плоскостях, перпендикулярных оси, относительно которой производится проверка устойчивости (рисунок 5.3). Расчет планок состоит в проверке их сечения и расчете прикрепления их к ветвям.

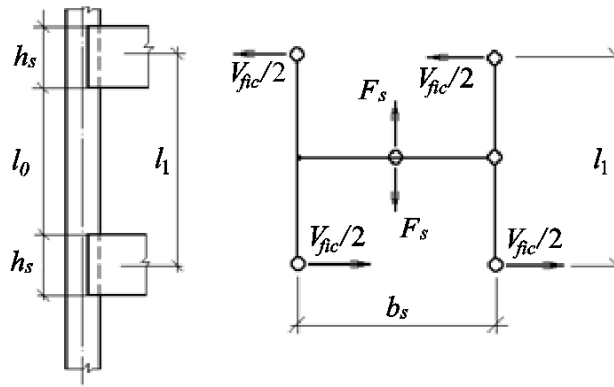


Рисунок 5.3 – К расчету планок

Расчет соединительных планок выполняют на условную поперечную силу, принимаемую постоянной по всей длине стержня и определяемую по формуле

$$V_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot \left(2330 - \frac{E}{f_{yd}} \right) \cdot \frac{N_{Ed}}{\phi}, \quad (5.18)$$

где ϕ – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, принимаемый при расчете стержня сквозного сечения в плоскости планок или решеток, $\phi = \phi_y$.

Поперечная сила, приходящаяся на планку одной грани, $V_s = \frac{V_{fic}}{2}$.

Изгибающий момент и поперечная сила в месте прикрепления планки

$$M_s = \frac{V_s \cdot l_1}{2}; \quad (5.19)$$

$$F_s = \frac{V_s \cdot l_1}{b_0}, \quad (5.20)$$

где l_1 – расстояние между центрами планок.

Принимаем катет шва примерно равным толщине планки.

Определяем, какое из сечений швов по прочности, по металлу шва или по границе сплавления имеет решающее значение. Расчетное сопротивление угловых швов по прочности (по металлу границы сплавления) $f_{wz} = 0,45 f_{uk}$. По наименьшему из произведений ($f_{wf} \cdot \beta_f$) или ($f_{wz} \cdot \beta_z$) выполняется проверка прочности.

Прочность шва, прикрепляющего планку к ветви колонны, проверяем по равнодействующему напряжению от момента и поперечной силы:

– по металлу шва

$$\sigma_w = \sqrt{\sigma_{wf}^2 + \tau_w^2} = \sqrt{\left(\frac{6 \cdot M_s}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w^2} \right)^2 + \left(\frac{F_s}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w} \right)^2} \leq f_{wf} \cdot \gamma_c; \quad (5.21)$$

– по металлу границы сплавления

$$\sigma_w = \sqrt{\sigma_{wz}^2 + \tau_{wz}^2} = \sqrt{\left(\frac{6 \cdot M_s}{\beta_z \cdot k_f \cdot l_w^2}\right)^2 + \left(\frac{F_s}{\beta_z \cdot k_f \cdot l_w}\right)^2} \leq f_{wz} \cdot \gamma_c, \quad (5.22)$$

где l_w – расчетная длина сварного шва крепления планки к ветви колонны, $l_w = h_s - 1$ см.

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.

В курсовом проектировании выполняется расчет базы, обеспечивающей шарнирное сопряжение колонны с фундаментом (рисунок 5.4). При небольших расчетных усилиях в колоннах (до 4000...5000 кН) применяются базы с траверсами.

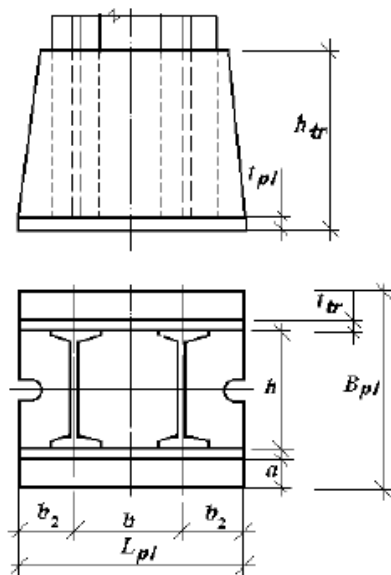


Рисунок 5.4 – К расчету базы колонны

Проектирование базы с траверсами начинают с определения размеров плиты в плане.

При расчете сопротивления бетонных и железобетонных элементов при местном действии сжимающих нагрузок в качестве прочностной характеристики бетона следует принимать расчетную прочность бетона на смятие f_{cud} , которая зависит от расчетной прочности бетона на сжатие и растяжение, а также от отношения площади смятия (площади, к которой приложена нагрузка) к площади распределения этой нагрузки.

Расчетная прочность бетона на смятие f_{cud} определяется по формуле

$$f_{cud} = \omega_u f_{cd}, \quad (5.23)$$

где f_{cd} – расчетная прочность бетона на сжатие, определенная при частном коэффициенте по бетону $\gamma_c = 1,6$;

ω_u – коэффициент, учитывающий повышение прочности бетона при местном сжатии, зависящий от площади смятия A_{c0} и площади распределения местной сжимающей нагрузки, $1,0 \leq \omega_u \leq 2,5$ [6].

Площадь смятия A_{c0} принимается равной площади опорной плиты базы колонны A_{pl} . Обычно площадь верхнего обреза фундамента незначительно превышает площадь опорной плиты, а класс бетона по прочности на сжатие применяется согласно требованиям [6].

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

$$N_{Ed} \leq \alpha_u \cdot f_{cud} \cdot A_{c0}, \quad (5.24)$$

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 (5.24) выражают площадь плиты в плане.

Ширину опорной плиты назначают с учетом конструктивных особенностей:

$$B_{nl} = h + 2 \cdot (t_{tr} + c), \quad (5.25)$$

где h – высота сечения ветви колонны (швеллера или двутавра);

t_{tr} – толщина траверсы, принимается конструктивно 8...16 мм;

c – вылет консольной части опорной плиты, назначается в пределах 80...120 мм.

Длина опорной плиты

$$L_{nl} = \frac{A_{pl}}{B_{pl}}. \quad (5.26)$$

Толщина опорной плиты определяется ее работой на изгиб как пластинки, опертой на торец колонны, траверсы и ребра. Расчетной нагрузкой на плиту является давление, равное напряжению в фундаменте по контакту с плитой

$$\sigma_f = \frac{N_{Ed}}{A_{pl}} \leq f_{cud} \cdot \alpha_u. \quad (5.27)$$

Можно выделить участки пластинки, опертые по одной, двум, трем и четырем сторонам (кантам).

Для участка 1 (при опирании на четыре канта) наибольший расчетный изгибающий момент

$$M = \alpha_1 \cdot \sigma_f \cdot a^2, \quad (5.28)$$

где α_1 – коэффициент, зависящий от отношения более длинной стороны b к более короткой a (значения a и b определяют в свету), принимается по таблице 5.1.

Таблица 5.1 – Коэффициенты для расчета на изгиб плит, опертых на четыре канта

$\frac{b}{a}$	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2	> 2
α_1	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,100	0,125

При соотношении сторон $\frac{b}{a} > 2$ при опирании на четыре канта расчетный момент определяется как для однопролетной балки с пролетом, равным меньшей стороне

$$M = \frac{\sigma_f \cdot a^2}{8}. \quad (5.29)$$

Для участка 2 (консольного) при соотношении сторон $\frac{a}{b} \geq 2$

$$M = \frac{\sigma_f \cdot c^2}{2}. \quad (5.30)$$

Участок 3 (опирание на три стороны) можно не проверять.

По наибольшему из найденных для различных участков плиты изгибающих моментов определяется момент сопротивления плиты шириной 1 см:

$$W_{pl} = \frac{L_{pl} \cdot t_{pl}^2}{6} = \frac{M_{\max}}{f_{yd} \cdot \gamma_c}, \quad (5.31)$$

а по нему – требуемая толщина плиты:

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{f_{yd} \cdot \gamma_c}}. \quad (5.32)$$

Конструктивно толщина плиты принимается в пределах 20...40 мм.

Опорная плита должна иметь строганую верхнюю поверхность, что необходимо учитывать при выборе заготовки (на 2...3 мм больше расчетной).

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

$$h_{tr} = \frac{N_{Ed}}{4\beta_f k_f f_{wf}} + 1 \text{ см.} \quad (5.33)$$

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

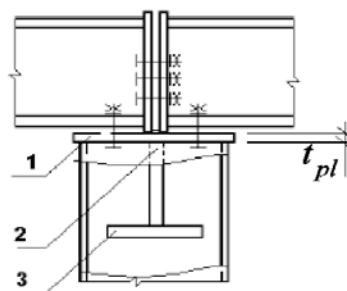
$$\sigma = \frac{6M}{t_{tr} \cdot h_{tr}^2} \leq f_{yd} \cdot \gamma_c, \quad (5.34)$$

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 и состоит из плиты и ребер. Толщину опорной плиты оголовка назначаем равной 20...25 мм.

Нагрузка на колонну передается через фрезерованные торцы опорных ребер балок, расположенных близко к центру колонны, а плита оголовка поддерживается снизу ребрами, идущими под опорными ребрами балок (рисунок 5.5).



1 – плита оголовка; 2 – вертикальное ребро; 3 – горизонтальное ребро

Рисунок 5.5 – К расчету оголовка колонны

Ребра оголовка приваривают к опорной плите и к стенке колонны. Сварные швы, прикрепляющие ребро оголовка к плите, должны выдерживать полное давление на оголовок.

Высота ребра определяется по длине вертикальных швов, приваривающих ребро:

$$h_r = \frac{N}{4\beta_f k_f f_{wf} \gamma_c} + 1 \text{ см.} \quad (5.35)$$

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

Толщину ребра оголовка принимают из условия смятия:

$$t_r = \frac{N_{Ed}}{l_p f_p}, \quad (5.36)$$

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

$$\tau = \frac{N_{Ed}}{2h_r t_r} \leq f_s \cdot \gamma_c. \quad (5.37)$$

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.

Список литературы

1 **СП 5.04.01–2021**. Стальные конструкции (с поправкой). – Введ. 01.10.2021 (с отменой СНиП II-23-81*). – Минск: Минстройархитектуры, 2021. – 153 с.

2 **СН 2.01.01–2022**. Основы проектирования строительных конструкций. – Введ. 23.11.2022 (взамен СН 2.01.01–2019). – Минск: Минстройархитектуры, 2022. – 65 с.

3 **СН 2.01.02–2019**. Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий. – Введ. 16.11.2019 (с отменой ТКП EN 1991-1-1–2016 (33020)). – Минск: Минстройархитектуры, 2020. – 39 с.

4 **СТБ 21.504–2005**. Система проектной документации. Конструкции металлические. Правила выполнения чертежей марки КМ. – Минск: Минстройархитектуры РБ, 2006. – 25 с.

5 **ГОСТ 21.502–2016.** Система проектной документации для строительства. Правила выполнения рабочей документации металлических конструкций (с поправкой). – Введ. 01.09.2018. – Москва: ЦНИИПСК им. Мельникова, 2018. – 29 с.

6 **СП 5.03.01–2020.** Бетонные и железобетонные конструкции (с поправкой и изменением). – Введ. 16.11.2020 (с отменой СНиП 2.03.01–84 и СНБ 5.03.01–02). – Минск: Минстройархитектуры, 2020. – 244 с.

7 **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.

8 **Горев, В. В.** Металлические конструкции: учебное пособие для строительных вузов: в 3 т. Т. 1: Элементы стальных конструкций / В. В. Горев, Б. Ю. Уваров, В. В. Филиппов; под ред. В. В. Горева. – Москва: Высшая школа, 2004. – 551 с.

9 **Жабинский, А. Н.** Металлические конструкции. Расчет и конструирование прокатных и сварных балок: учебно-методическое пособие по выполнению курсовой работы для студентов строительного факультета / А. Н. Жабинский, А. Г. Вербицкий, А. Н. Кеда. – Минск: БНТУ, 2013. – 87 с.

10 Балочное перекрытие рабочей площадки: методическое пособие / А. Б. Шурин [и др.]. – 2-е изд., перераб. и доп. – Брест: БрГТУ, 2014. – 86 с.

Приложение А (обязательное)

Таблица А.1 – Исходные данные к курсовому проекту

	Параметры технологической площадки $l_1 \times l_2$									
	Последняя цифра суммы трех последних цифр зачетной книжки									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	15,0×6,0	15,0×7,5	14,4×9,3	17,0×9,1	11,9×6,6	11,5×7,3	15,0×6,0	13,5×8,4	15,0×8,4	13,5×6,6
2	17,0×10,0	17,0×8,5	12,2×8,2	16,0×9,4	12,5×8,5	17,0×8,0	17,0×10,0	17,0×8,5	16,0×10,0	14,7×8,4
3	14,0×9,0	14,4×9,3	10,4×6,5	14,0×7,7	14,0×6,0	14,0×9,3	12,0×7,8	13,0×9,0	12,0×9,0	14,0×7,6
4	12,0×8,0	12,8×6,0	12,8×6,0	15,0×8,0	12,0×8,0	16,0×8,0	12,0×8,0	14,4×9,3	11,9×6,0	13,5×7,8
5	11,3×7,0	12,5×8,5	15,5×7,5	15,0×7,6	11,3×7,8	12,2×8,2	11,3×7,8	13,5×7,8	17,0×7,7	10,4×6,5
6	16,0×9,0	9,8×6,7	15,0×6,0	16,0×9,0	16,0×7,2	16,0×9,0	16,2×9,3	16,0×7,7	16,0×9,0	9,8×6,8
7	13,0×8,0	13,5×7,8	12,8×6,0	13,0×8,0	13,0×8,5	13,0×8,0	12,0×7,2	11,9×7,7	13,0×9,1	13,5×8,8
8	15,0×8,5	11,9×6,6	14,0×7,0	9,8×6,7	15,0×7,7	14,0×9,0	15,0×8,0	13,0×7,8	16,0×9,1	15,5×7,5
9	14,0×7,0	16,2×9,6	12,5×8,5	12,2×8,2	11,9×6,0	11,9×6,6	14,0×9,3	16,0×7,7	13,0×7,8	13,0×7,0
0	16,0×7,0	14,7×8,4	13,5×7,8	12,0×7,8	14,0×9,0	12,0×8,5	16,0×8,0	17,0×9,1	9,8×7,8	12,0×6,0

Таблица А.2 – Исходные данные к курсовому проекту

Исходные данные	Последняя цифра суммы трех последних цифр зачетной книжки									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
Характеристическое значение функциональной нагрузки, кН/м ²	25	18	25	15	35	20	25	15	24	22
Вид сопряжения балок	В одном уровне	Этажное	В одном уровне	Этажное	В одном уровне	Этажное	В одном уровне	Этажное	В одном уровне	Этажное
Отметка верха настила, м	7,7	8,8	10,5	7	11,3	12,7	9,5	9,9	13,5	12