

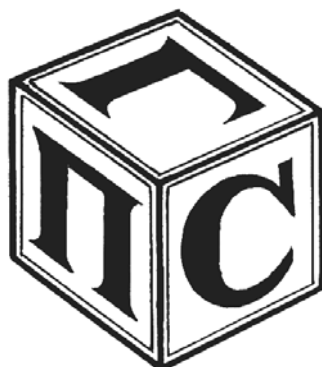
МЕЖГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКО-РОССИЙСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

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 2021

УДК 624.014
ББК 38.638
М54

Рекомендовано к изданию
учебно-методическим отделом
Белорусско-Российского университета

Одобрено кафедрой «Промышленное и гражданское строительство»
«26» марта 2021 г., протокол № 12

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

Рецензент канд. техн. наук, доц. О. В. Голушкова

Приведены рекомендации для конструирования и расчета конструкций и конструктивных элементов технологической площадки, подлежащих расчету в курсовой работе. Расчет выполнен в соответствии с требованиями СНиП II-23-81*, СН 2.01.01-2019 и СТБ 21.504-2005.

Учебно-методическое издание

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

Часть 1

| | |
|-------------------------|------------------|
| Ответственный за выпуск | С. Д. Макаревич |
| 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 130 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, 2021

Содержание

| | |
|---|----|
| Введение..... | 4 |
| 1 Компонировка балочных покрытий..... | 5 |
| 2 Расчет настила..... | 6 |
| 2.1 Стальной настил..... | 6 |
| 2.2 Железобетонный настил..... | 12 |
| 3 Расчет балки настила..... | 12 |
| 3.1 Подбор сечения балки настила | 12 |
| 3.2 Проверка несущей способности балки настила | 15 |
| 3.3 Проверка предельных состояний эксплуатационной пригодности... | 17 |
| 4 Расчет главной балки..... | 18 |
| 4.1 Подбор сечения главной балки..... | 18 |
| 4.2 Проверочные расчеты..... | 23 |
| 4.3 Изменение сечения главной балки по длине..... | 25 |
| 4.4 Расчет опорного ребра..... | 27 |
| 4.5 Опирания и сопряжения балок..... | 30 |
| 5 Расчет сквозной центрально-сжатой колонны..... | 34 |
| 5.1 Выбор расчетной схемы и типа сечения колонны..... | 34 |
| 5.2 Подбор сечения стержня колонны..... | 36 |
| 5.3 Расчет колонны относительно свободной оси..... | 37 |
| 5.4 Проверка сечения колонны относительно свободной оси..... | 37 |
| 5.5 Расчет соединительных планок..... | 40 |
| 5.6 Расчет и конструирование базы колонны..... | 41 |
| 5.7 Расчет и конструирование оголовка колонны..... | 44 |
| Список литературы..... | 46 |
| Приложение А..... | 47 |

Введение

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.

Курсовая работа «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 СТБ 21.504–2005 [1].

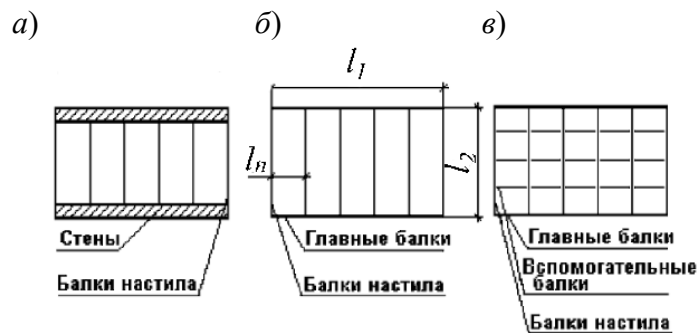
Техническая спецификация металла может быть представлена в графической части или в расчетно-пояснительной записке в виде приложения.

При выполнении курсовой работы целесообразно проверить действие технических нормативных правовых актов (ТНПА) на <https://normy.by> и <https://tnpa.by>.

1 Компоновка балочных покрытий

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 курсовой работы 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.

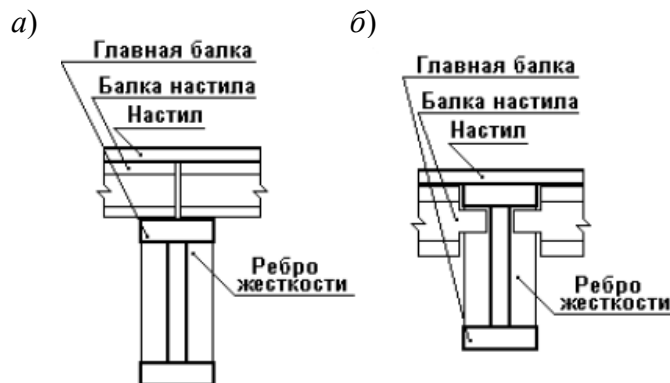


a – упрощенный; *б* – нормальный; *в* – усложненный

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 курсовой работе взаимное расположение балок указано в задании.

Для проектирования балок настила рекомендуется использовать прокатные балки двутавровые (ГОСТ 8239–89) или двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок (ГОСТ 26020–83).

Нагрузка на балки передается через металлический настил, который может выполняться из рифленой или толстолистовой стали (ГОСТ 19903–2015). 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 рабочих 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

2.1 Стальной настил

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.

Для расчета конструкций необходимо задаться прочностными характеристиками стали согласно таблицам 2.1 и 2.2 [2].

Полезная нагрузка для настила задается равномерно распределенной,

а предельный относительный прогиб принимается не более $\frac{l_n}{150}$.

Таблица 2.1 – Марки стали, заменяемые сталями по ГОСТ 27772–2015

| Сталь по ГОСТ 27772–2015 | Заменяемая марка стали | ГОСТ или ТУ |
|--------------------------|---|---|
| С235 | Вст3кп2 Вст3кп2-1 18кп | ГОСТ 380–2005, ТУ 14-1-3023–80, ГОСТ 23570–79 |
| С245 | Вст3пс6 (листовой прокат толщиной до 20 мм, фасонный – до 30 мм) ВСт3пс6-1 18пс | ГОСТ 380–2005 ТУ 14-1-3023–80 ГОСТ 23570–79 |
| С255 | Вст3сп5, ВСт3Гпс5, ВСт3пс6 (листовой прокат толщиной свыше 20 до 40 мм, фасонный – свыше 30 мм) Вст3сп5-1, Вст3Гпс5-1 18сп, 18Гпс, 18Гсп | ГОСТ 380–2005 ТУ 14-1-3023–80 ГОСТ 23570–79 |
| С275 | ВСт3пс6-2 | ТУ 14-1-3023–80 |
| С285 | Вст3сп5-2, ВСт3Гпс5-2 | ТУ 14-1-3023–80 |
| С345, С345Т | 09Г2 | ГОСТ 19281–2014 ГОСТ 19281–2014 |
| | 09Г2С, 14Г2 (листовой, фасонный прокат толщиной до 20 мм), 15ХСНД (листовой прокат толщиной до 10 мм, фасонный – до 20 мм) | ГОСТ 19281–2014 |
| | 09Г2 гр. 1, 09Г2 гр.2, 09Г2С гр. 1, 14Г2 гр. 1 (фасонный – до 20 мм) | ТУ 14-1-3023–80 |
| | ВСтТпс | ГОСТ 14637–89 |
| С345К | 10ХНДП | ГОСТ 19281–2014 ГОСТ 19281–2014 |
| С375, С375Т | 09Г2С гр. 2 | ТУ 14-1-3023–80 |
| | 14Г2 гр. 1 (фасонный прокат толщиной свыше 20 мм), 14Г2 гр. 2 (фасонный прокат толщиной до 20 мм) | ТУ 14-1-3023–80 |
| | 14Г2 (фасонный и листовой прокат толщиной свыше 20 мм), 10Г2С1 | ГОСТ 19281–2014 |
| | 15ХСНД (фасонный прокат толщиной свыше 20 мм, листовой – свыше 10 мм), 10ХСНД (фасонный прокат без ограничения толщины, листовой – толщиной до 10 мм) | ГОСТ 19281–2014 |
| С390, С390Т | 14Г2АФ, 10Г2С1 термоупрочненная, 10ХСНД (листовой прокат толщиной свыше 10 мм) | ГОСТ 19282–73 |
| С390К | 15Г2АФДпс | ГОСТ 19281–2014 |
| С440 | 16Г2АФ, 18Г2АФпс | ГОСТ 19281–2014 |

Таблица 2.2 – Нормативные и расчетные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе листового, широкополосного универсального и фасонного проката по ГОСТ 27772–2015 для стальных конструкций зданий и сооружений

| Сталь | Толщина проката, мм | Нормативное сопротивление проката, МПа | | | | Расчетное сопротивление проката, МПа | | | |
|-------|---------------------|---|----------|-----------|----------|---|-------|-----------|-------|
| | | листового, широкополосного универсального | | фасонного | | листового, широкополосного универсального | | фасонного | |
| | | R_{yn} | R_{un} | R_{yn} | R_{un} | R_y | R_u | R_y | R_u |
| С235 | От 2 до 20 | 235 | 360 | 235 | 360 | 230 | 350 | 230 | 350 |
| | Св. 20...40 | 225 | 360 | 225 | 360 | 220 | 350 | 220 | 350 |
| | Св. 40...100 | 215 | 360 | – | – | 210 | 350 | – | – |
| | Св. 100 | 195 | 360 | – | – | 190 | 350 | – | – |
| С255 | От 2 до 3,9 | 255 | 380 | – | – | 250 | 370 | – | – |
| | От 4 до 10 | 245 | 380 | 255 | 380 | 240 | 370 | 250 | 370 |
| | Св. 10...20 | 245 | 370 | 245 | 370 | 240 | 360 | 240 | 360 |
| | Св. 20...40 | 235 | 370 | 235 | 370 | 230 | 360 | 230 | 360 |
| С275 | От 2 до 10 | 275 | 380 | 275 | 390 | 270 | 370 | 270 | 380 |
| | Св. 10...20 | 265 | 370 | 275 | 380 | 260 | 360 | 270 | 370 |
| С285 | От 2 до 3,9 | 285 | 390 | – | – | 280 | 380 | – | – |
| | От 4 до 10 | 275 | 390 | 285 | 400 | 270 | 380 | 280 | 390 |
| | Св. 10...20 | 265 | 380 | 275 | 390 | 260 | 370 | 270 | 380 |
| С345 | От 2 до 10 | 345 | 490 | 345 | 490 | 335 | 480 | 335 | 480 |
| | Св. 10...20 | 325 | 470 | 325 | 470 | 315 | 460 | 315 | 460 |
| | Св. 20...40 | 305 | 460 | 305 | 460 | 300 | 450 | 300 | 450 |
| | Св. 40...60 | 285 | 450 | – | – | 280 | 440 | – | – |
| | Св. 60...80 | 275 | 440 | – | – | 270 | 430 | – | – |
| | Св. 80...160 | 265 | 430 | – | – | 260 | 420 | – | – |
| С345К | От 4 до 10 | 345 | 470 | 345 | 470 | 335 | 460 | 335 | 460 |
| С375 | От 2 до 10 | 375 | 510 | 375 | 510 | 365 | 500 | 365 | 500 |
| | Св. 10...20 | 355 | 490 | 355 | 490 | 345 | 480 | 345 | 480 |
| | Св. 20...40 | 335 | 480 | 335 | 480 | 325 | 470 | 325 | 470 |
| С390 | От 4 до 50 | 390 | 540 | – | – | 380 | 530 | – | – |
| С390К | От 4 до 30 | 390 | 540 | – | – | 380 | 530 | – | – |
| С440 | От 4 до 30 | 440 | 590 | – | – | 430 | 575 | – | – |
| | Св. 30 до 50 | 410 | 570 | – | – | 400 | 555 | – | – |
| С590 | От 10 до 36 | 540 | 635 | – | – | 515 | 605 | – | – |
| С590К | От 16 до 40 | 540 | 635 | – | – | 515 | 605 | – | – |

Примечание – За толщину фасонного проката следует принимать толщину полки (минимальная его толщина 4 мм)

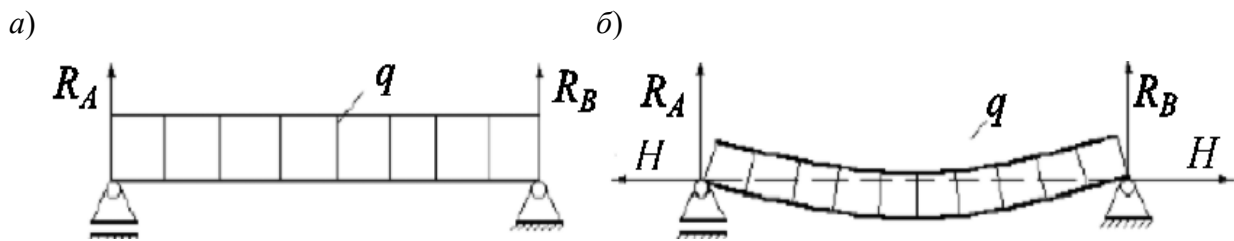
Предварительно толщину стального настила можно принять в зависимости от интенсивности нагрузки по таблице 2.3.

В зависимости от отношения пролета настила l_n к его толщине t рассматривают две расчетные схемы (рисунок 2.1): при отношении ($\frac{l_n}{t} \leq 40$) влиянием

продольной силы можно пренебречь и рассчитывать настил только на поперечный изгиб (см. рисунок 2.1, *а*); при жестком закреплении тонкого настила ($40 < \frac{l_n}{t} < 300$) его рассчитывают на изгиб с распором (см. рисунок 2.1, *б*).

Таблица 2.3 – Рекомендуемые толщины стального настила

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



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

Рисунок 2.1 – К расчету плоского стального настила

Настил при работе его только на изгиб при прогибе $f \leq \frac{1}{150}$ рассчитывают из условий прогиба простой балки по предельному состоянию второй группы

$$\frac{f}{l_n} \leq \frac{f_u}{l_n} = \frac{1}{150}, \quad (2.1)$$

где f_u – предельный прогиб настила, м.

Прогиб настила при равномерно распределенной нагрузке

$$\frac{f}{l_n} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_n \cdot l_n^3}{E_1 \cdot I} = \frac{5}{32} \cdot \frac{q_n \cdot l_n^3}{E_1 \cdot b \cdot t^3}, \quad (2.2)$$

где 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 $\nu = 0,3$);

b – расчетная ширина полосы настила, принимается равной 1 м;

q_n – нормативная нагрузка на 1 см полосы настила.

$$q_n = (p_n + g_n) \cdot b, \quad (2.3)$$

где p_n – временная нормативная равномерно распределенная нагрузка на настил, кН/м²;

g_n – нагрузка от настила, кН/м².

Сплошной настил изготавливается из листов рифленой стали, а при значительных нагрузках – из листовой (таблица 2.4).

Таблица 2.4 – 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 |
| Сталь листовая рифленая, ГОСТ 8568–77 | | |
| Ромбическая сталь | | Чечевичная сталь |
| Толщина основания листа, мм | Масса 1 м ² , кг | Толщина основания листа |
| 6 | 51,0 | 6 |
| 8 | 74,6 | 8 |
| 10 | 98,1 | 10 |
| 12 | 129,5 | 12 |

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

$$t = \frac{15l_n}{4n_0 \cdot \left[1 + \frac{72E_1}{n_0^4 \cdot q_n} \right]}, \quad (2.4)$$

где n_0 – заданное отношение пролета настила к его предельному прогибу, принимается равным 150.

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

$$H = \gamma_G \cdot \frac{\pi^2}{4} \cdot f_u^2 \cdot E_1 \cdot t, \quad (2.5)$$

где γ_G – частный коэффициент надежности для постоянных воздействий [3], $\gamma_G = 1,35$.

Расчетное значение длины сварного шва определяем по одной из формул:

$$l_w = \frac{H}{\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} \quad (2.6)$$

или

$$l_w = \frac{H}{\beta_z \cdot k_f \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c}, \quad (2.7)$$

где k_f – высота катета сварного шва [2, таблица 38*];

β_f и β_z – коэффициенты, принимаемые при сварке элементов из стали: с пределом текучести до 530 МПа по [2, таблица 34*] (таблица 2.5); с пределом текучести свыше 530 МПа независимо от вида сварки, положения шва и диаметра сварочной проволоки $\beta_f = 0,7$ и $\beta_z = 1,0$;

R_{wf} и R_{wz} – расчетные сопротивления сварных соединений угловых швов при срезе соответственно по металлу шва и металлу границы сплавления [2, таблица 3];

γ_{wf} и γ_{wz} – коэффициенты условий работы шва [2];

γ_c – коэффициент условий работы [2, таблица 6*].

Таблица 2.5 – Значения коэффициентов β_f и β_z

| Вид сварки при диаметре сварочной проволоки d , мм | Положение шва | Коэффициент | Коэффициенты β_f и β_z при катетах швов, мм | | | |
|---|---|-------------|---|--------|---------|------------|
| | | | 3...8 | 9...12 | 14...16 | 18 и более |
| Автоматическая при $d = 3...5$ | 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 полуавтоматическая при $d = 1,4...2$ | В лодочку | β_f | 0,9 | | 0,8 | 0,7 |
| | | β_z | 1,05 | | 1,0 | |
| | Нижнее, горизонтальное | β_f | 0,9 | 0,8 | 0,7 | |
| | | β_z | 1,05 | 1,0 | | |
| Ручная; полуавтоматическая проволокой сплошного сечения при $d < 1,4$ или порошковой проволокой | В лодочку, нижнее, горизонтальное, вертикальное, потолочное | β_f | 0,7 | | | |
| | | β_z | 1,0 | | | |

2.2 Железобетонный настил

Применяют железобетонные настилы из сборных крупноразмерных плит, а также в виде монолитной железобетонной плиты. Сборные железобетонные плиты крепятся к балкам путем сварки закладных деталей плиты с поясом балки. Монолитные железобетонные плиты опираются на верхние пояса балок аналогично стальному настилу и могут работать как самостоятельные плиты.

3 Расчет балки настила

3.1 Подбор сечения балки настила

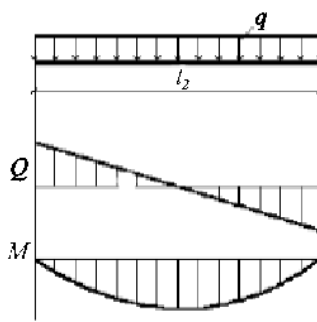


Рисунок 3.1 – Расчетная схема балки настила (однопролетная разрезная балка)

Расчетная погонная нагрузка на балку настила

$$q = (p_n \cdot \gamma_Q + g_n \cdot \gamma_G) \cdot l_n + g_b^n \cdot \gamma_G, \quad (3.1)$$

где p_n – временная нормативная нагрузка, указывается в задании на проектирование;

γ_G – коэффициент надежности для постоянных воздействий, $\gamma_G = 1,35$;

γ_Q – коэффициент надежности для переменных воздействий, $\gamma_Q = 1,5$;

g_n – собственный вес настила;

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

l_n – шаг балок настила.

Максимальный изгибающий момент M находим по формуле

$$M_x = \frac{q \cdot l_2^2}{8}, \quad (3.2)$$

где l_2 – пролет балки настила, м.

Наибольшая поперечная сила определяется по формуле

$$Q_y = \frac{q \cdot l_2}{2}. \quad (3.3)$$

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

$$W_{xn} = \frac{M}{c_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad (3.4)$$

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

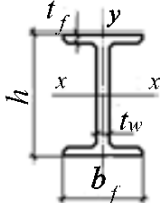
γ_c – коэффициент условий работы [2, таблица 6*];

c_1 – коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций по сечению, предварительно принимают $c_1 = 1,1$ [2].

Сечения балок принимают прокатными. В качестве прокатных балок, работающих на изгиб, применяются двутавры по ГОСТ 8239–89 (таблица 3.1) или швеллеры по ГОСТ 8240–97 (таблица 3.2), причем рекомендуется использовать профили, имеющие минимальную толщину стенки (как наиболее экономичные). По сортаменту (см. таблицы 3.1 и 3.2) определяем подходящий номер профиля.

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_f | t_f | t_w | | | | | | | | | |
| 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 |



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

Таблица 3.2 – Швеллеры (выборка из ГОСТ 8240–97)

| 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 | z_0 , см |
|---------------|------------|-------|-------|-----------------------|------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|------------|-------------------------|-------------------------|------------|------------|
| | h | b_f | t_w | | | | | | | | | | |
| 10 | 100 | 46 | 4,5 | 10,9 | 8,59 | 174 | 34,8 | 20,4 | 3,99 | 20,4 | 6,46 | 1,37 | 1,44 |
| 12 | 120 | 52 | 4,8 | 13,3 | 10,4 | 305 | 50,6 | 29,6 | 4,78 | 31,2 | 8,52 | 1,53 | 1,54 |
| 14 | 140 | 58 | 4,9 | 15,6 | 12,3 | 491 | 70,2 | 40,8 | 5,6 | 45,4 | 11 | 1,7 | 1,67 |
| 16 | 160 | 64 | 5 | 18,1 | 14,2 | 747 | 93,4 | 54,1 | 6,42 | 63,3 | 13,8 | 1,87 | 1,8 |
| 18 | 180 | 70 | 5,1 | 20,7 | 16,3 | 1090 | 121 | 69,8 | 7,24 | 86 | 17 | 2,04 | 1,94 |
| 20 | 200 | 76 | 5,2 | 23,4 | 18,4 | 1520 | 152 | 87,8 | 8,07 | 113 | 20,5 | 2,2 | 2,07 |
| 22 | 220 | 82 | 5,4 | 26,7 | 21 | 2110 | 192 | 110 | 8,89 | 151 | 25,1 | 2,37 | 2,21 |
| 24 | 240 | 90 | 5,6 | 30,6 | 24 | 2900 | 242 | 139 | 9,73 | 208 | 31,6 | 2,6 | 2,42 |
| 27 | 270 | 95 | 6 | 35,2 | 27,7 | 4160 | 308 | 178 | 10,9 | 262 | 37,3 | 2,73 | 2,47 |
| 30 | 300 | 100 | 6,5 | 40,5 | 31,8 | 5810 | 387 | 224 | 12 | 327 | 43,6 | 2,84 | 2,52 |



Примечание – G – масса 1 м в килограммах; h – высота балки; I – момент инерции; b_f – ширина полки; W – момент сопротивления; t_w – толщина стенки; S – статический момент полусечения; A – площадь сечения; i – радиус инерции; z_0 – расстояние от оси y – y до наружной грани стенки

В зависимости от соотношения площадей пояса A_f и стенки A_w балки уточняется значение коэффициента c_1 [2].

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{b_f \cdot t_f}{t_w \cdot (h - 2t_f)}, \quad (3.5)$$

где b_f и t_f – ширина и толщина пояса выбранного двутавра (швеллера), см;
 t_w – толщина стенки выбранного двутавра (швеллера), см;
 h – высота выбранного двутавра (швеллера), см.

3.2 Проверка несущей способности балки настила

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

$$\sigma = \frac{M}{c_1 \cdot W} \leq R_y \cdot \gamma_c; \quad (3.6)$$

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{I_x \cdot t_w} \leq R_s \cdot \gamma_c, \quad (3.7)$$

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

W – момент сопротивления нетто поперечного сечения балки;

S – статический момент сдвигающейся части сечения относительно нейтральной оси;

I_x – момент инерции сечения балки;

t_w – толщина стенки балки;

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

γ_c – коэффициент условий работы;

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

R_s – расчетное сопротивление стали сдвигу, МПа;

$$R_s = \frac{0,58 \cdot R_{yn}}{\gamma_m}, \quad (3.8)$$

где R_{yn} – предел текучести стали, принимаемый равным значению предела текучести по государственным стандартам и техническим условиям

на сталь, МПа;

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

Для расчета на прочность стенки балки в местах приложения нагрузки к верхнему поясу, а также в опорных сечениях балки, не укрепленных ребрами жесткости, местное напряжение σ_{loc} определяется по формуле

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{l_{ef} \cdot t_w} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (3.9)$$

где F – расчетное значение нагрузки (силы), кН;

l_{ef} – условная длина распределения нагрузки, м; определяется в зависимости от условий опирания:

$$l_{ef} = b + 2t_f. \quad (3.10)$$

Приведенные напряжения в стенке балки на уровне ее сопряжения с поясом

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3\tau_{xy}^2} \leq 1,15R_y \cdot \gamma_c, \quad (3.11)$$

где σ_x – нормальные напряжения в срединной плоскости стенки на уровне начала внутреннего закругления стенки, параллельные оси балки, МПа; определяются по формуле

$$\sigma_x = \frac{M}{I_x} \cdot \frac{h_w}{2} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (3.12)$$

где σ_y – нормальные напряжения в срединной плоскости стенки на уровне начала внутреннего закругления стенки, перпендикулярные оси балки, $\sigma_y = \sigma_{loc}$;

τ_{xy} – касательное напряжение, вычисляемое по формуле (3.7) с учетом формулы (3.9).

Напряжения σ_x , σ_y и τ_{xy} принимаются со своими знаками и определяются в одной и той же точке балки.

Если условие по приведенным напряжениям не выполняется, то стенку балки можно укрепить ребрами жесткости. Тогда $\sigma_y = \sigma_{loc} = 0$.

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1,15R_y \cdot \gamma_c. \quad (3.13)$$

3.3 Проверка предельных состояний эксплуатационной пригодности

Согласно требованиям [3] следует выполнить проверку условия

$$E_d \leq C_d, \quad (3.14)$$

где C_d – предельное расчетное значение соответствующего критерия эксплуатационной пригодности;

E_d – расчетное значение эффектов воздействий в единицах критериев эксплуатационной пригодности, определяемое при соответствующих сочетаниях воздействий.

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

Из двух критериев (эстетико-психологический и конструктивный) наиболее жесткие требования выдвигаются из конструктивных соображений.

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

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n \cdot l_2^3}{E \cdot I_x}, \quad (3.15)$$

где q^n – действительное значение нормативной 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:

$$q^n = l_2 \cdot ((p_n + g_n) \cdot l_n + g_b^n). \quad (3.16)$$

Для проверки по второму предельному состоянию необходимо, чтобы прогиб балки от эксплуатационной нагрузки f не превышал предельный прогиб f_u (таблица 3.3):

$$f = f_u. \quad (3.17)$$

Если проверка по формуле (3.17) 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.

Таблица 3.3 – Предельные вертикальные перемещения элементов конструкций

| Элемент конструкции | Установленный критерий | Вертикальный граничный прогиб f_u |
|---|--------------------------|-------------------------------------|
| 1 Балки, фермы, ригели, прогоны, плиты, настилы (включая поперечные ребра плит и настилов): | | |
| покрытия и перекрытия, визуально открытые для обзора, при пролете L , м: | | |
| $L \leq 1$ | | $L / 120$ |
| $L = 3$ | Эстетико-психологический | $L / 150$ |
| $L = 6$ | | $L / 200$ |
| $L = 24$ (12) | | $L / 250$ |
| $L = 36$ (24) | | $L / 300$ |
| покрытия и перекрытия при наличии перегородок под ними | | Конструктивный |
| покрытия и перекрытия при наличии на них элементов, которые подвергаются растрескиванию (стяжки, полы, перегородки) | Конструктивный | $L / 150$ |

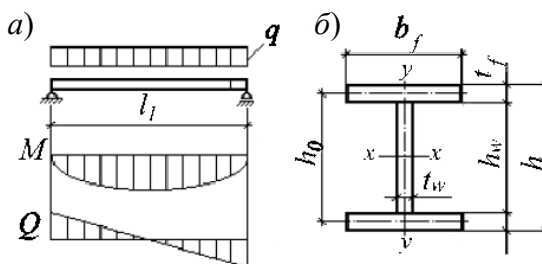
4 Расчет главной балки

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.

4.1 Подбор сечения главной балки

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



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

Рисунок 4.1 – К подбору сечения главной балки

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.

Расчетная погонная нагрузка на главную балку

$$q = p_n \cdot \gamma_Q \cdot l_2 + g_n \cdot \gamma_G \cdot l_2 + g_b^n \cdot \frac{l_2}{l_n} \cdot \gamma_G + g_{bp}^n \cdot \gamma_G, \quad (4.1)$$

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

Нормативная погонная нагрузка на главную балку q_n определяется без учета коэффициентов надежности для постоянных и переменных воздействий.

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

$$M_x = \frac{q \cdot l_1^2}{8}, \quad (4.2)$$

где l_1 – расчетный пролет главной балки, м.

Поперечная сила на опоре

$$Q_y = \frac{q \cdot l_1}{2}. \quad (4.3)$$

Нормативный изгибающий момент

$$M_n = \frac{q_n \cdot l_1^2}{8}. \quad (4.4)$$

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

$$W_x = \frac{M_x}{c_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad (4.5)$$

где R_y – расчетное сопротивление материала главной балки;

c_1 – коэффициент, учитывающий упругопластическую работу материала балки. В курсовой работе можно принять $c_1 = 1,1$ и в дальнейшем не уточнять.

Компоновку составного сечения начинаем с установления высоты балки.

Грубую оценку высоты разрезной балки можно производить из условия

$$h = \left(\frac{1}{8} \dots \frac{1}{12} \right) \cdot l_1. \quad (4.6)$$

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

$$t_w = 7 + 3 \cdot \frac{h}{1000}. \quad (4.7)$$

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:

$$h_{opt} = k \cdot \sqrt{\frac{W}{t_w}}, \quad (4.8)$$

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

W – требуемый момент сопротивления.

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

$$h_{min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{R_y \cdot l_1}{E} \cdot f_u \cdot \frac{M_n}{M} \quad \text{или} \quad h_{min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{R_y \cdot l_1}{E} \cdot f_u \cdot \frac{q_n}{q}, \quad (4.9)$$

где f_u – предельный относительный прогиб;

l_1 – пролет балки;

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

Минимальная высота балки обеспечивает необходимую жесткость при полном использовании несущей способности материала. С увеличением высоты балки масса поясов уменьшается, а масса стенки возрастает.

Назначаемая окончательно высота балки h_b должна быть близкой к h_{onm} и не менее h_{min} .

Толщина стенки из условия среза

$$t_{w,min} = \frac{k \cdot Q}{h_w \cdot R_s \cdot \gamma_c}, \quad (4.10)$$

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

h_w – высота стенки балки.

Если $t_{w,min}$ будет отличаться более чем на 2 мм от ранее принятой в формуле (4.7), то следует назначить $t_w \geq t_{w,min}$ с учетом дальнейшей корректировки значения h_{onm} . Окончательно принимая толщину стенки, необходимо учитывать, что местная устойчивость стенки без дополнительного укрепления ее продольным ребром обеспечивается, если выполняется условие

$$t_w \geq \frac{h_w}{5,5} \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (4.11)$$

где

$$h_w = h_b - 2t_f, \quad (4.12)$$

где t_f – толщина поясного листа, предварительно 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

$$I_b = \frac{W_x \cdot h_b}{2}, \quad (4.13)$$

где h_b – принятая высота главной балки.

Момент инерции стенки

$$I_w = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12}. \quad (4.14)$$

Момент инерции, приходящийся на поясные листы,

$$I_f = I_b - I_w. \quad (4.15)$$

Требуемая площадь сечения одной полки

$$A_{f1} = \frac{2 \cdot I_f}{h_0^2}, \quad (4.16)$$

где h_0 – расстояние между центрами полок.

Ширина полки балки

$$b_f = \frac{A_{f1}}{t_f}. \quad (4.17)$$

Ширину поясных листов b_f принимают равной $\left(\frac{1}{3} \dots \frac{1}{5}\right)$ высоты балки из условия обеспечения ее общей устойчивости и равномерного распределения продольных напряжений по ширине листа $\left(\frac{h}{5} \leq b_f \leq \frac{h}{3}\right)$. 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

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}; \quad (4.18)$$

с учетом развития пластических деформаций

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0,11 \frac{h_w}{t_w}. \quad (4.19)$$

4.2 Проверочные расчеты

4.2.1 Проверка прочности балки по нормальным и касательным напряжениям.
Фактические момент инерции и момент сопротивления балки

$$I_b = I_w + I_f \left(\frac{h_o}{2} \right)^2 = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2b_f \cdot t_f \cdot \frac{h_o^2}{4}; \quad (4.20)$$

$$W = \frac{2I_b}{h_b}. \quad (4.21)$$

Нормальные напряжения

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq R_y \cdot \gamma_c. \quad (4.22)$$

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

Применяемые размеры стенки и полка балки необходимо согласовывать с сортаментом на листовую и полосовую сталь (см. таблицу 2.4).

Касательные напряжения по нейтральной оси сечения у опоры балки

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{I_b \cdot t_w} \leq R_s \cdot \gamma_c, \quad (4.23)$$

где S – статический момент полусечения, см³;

$$S = A_{f1} \frac{h_0}{2} + \frac{A_w}{2} \cdot \frac{h_w}{4}. \quad (4.24)$$

4.2.2 Проверка жесткости главной балки.

Относительный прогиб балки определяется по формуле

$$\frac{f}{l_1} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_n \cdot l_1}{E \cdot I_b} \leq \left[\frac{f}{l_1} \right]_u. \quad (4.25)$$

4.2.3 Проверка общей и местной устойчивости главной балки.

Потеря общей устойчивости (изгиб и кручение в горизонтальной плоскости) балки может наступить тогда, когда сжатый пояс балки не раскреплен в боковом направлении и напряжения достигли критического значения σ_{cr} . Расчет на устойчивость балок двутаврового сечения, изгибаемых в плоскости стенки, следует выполнять по формуле

$$\frac{M}{\varphi_b \cdot W_c} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (4.26)$$

где W_c – момент сопротивления сжатого пояса, см³.

Для балок двутаврового сечения с двумя осями симметрии для определения коэффициента φ_b необходимо вычислить коэффициент φ_1 :

$$\varphi_1 = \psi \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h_0}{l_{ef}} \right)^2 \cdot \frac{E}{R_y}, \quad (4.27)$$

где значения коэффициента ψ следует принимать по [2] в зависимости от характера нагрузки и параметра α , который для сварных двутавров, составленных из трех листов, можно найти по формуле

$$\alpha = 8 \left(\frac{l_{ef} \cdot t_f}{h_0 \cdot b_f} \right)^2 \left(1 + \frac{h_0}{2} \frac{t_w^3}{b_f \cdot t_f^3} \right). \quad (4.28)$$

Значение коэффициента φ_b в формуле (4.26) необходимо принимать:

– при $\varphi_1 \leq 0,85$

$$\varphi_b = \varphi_1; \quad (4.29)$$

– при $\varphi_1 > 0,85$

$$\varphi_b = 0,68 + 0,21\varphi_1 \leq 1,0. \quad (4.30)$$

За расчетную длину балки l_{ef} следует принимать расстояние между точками закреплений сжатого пояса от поперечных смещений.

Проверку устойчивости балок по формуле (4.25) выполнять не требуется, если на балку передается статическая равномерно распределенная нагрузка от жесткого настила, который опирается на верхний сжатый пояс и жестко с ним связан, или если отношение расчетной длины балки l_{ef} к ширине сжатого пояса b_f не превышает значений, определяемых по формуле

$$\frac{l_{ef}}{b_f} = \left[0,41 + 0,0032 \cdot \frac{b_f}{t_f} + \left(0,73 - 0,016 \cdot \frac{b_f}{t_f} \right) \cdot \frac{b_f}{h_b} \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (4.31)$$

где t_f – толщина сжатого пояса, см.

Потеря местной устойчивости (местное выпучивание) может произойти в

стенке или поясе балки под действием нормальных (сжимающих) или касательных напряжений.

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

$$\lambda_w^- = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (4.32)$$

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

В стенке, укрепленной только поперечными ребрами, ширина их выступающей части b_h должна быть для симметричного парного ребра не менее $\frac{h_0}{30} + 40$ мм; толщина ребра жесткости t_h должна быть не менее $2b_h \sqrt{\frac{R_y}{E}}$.

Ребра жесткости привариваются к стенке сплошными односторонними швами максимальной толщины, не доводя их на 40...50 мм до поясных швов в целях уменьшения воздействия зон термического влияния швов.

Кроме того, в зоне учета пластических деформаций необходима постановка ребер жесткости под каждой балкой настила, т. к. местные напряжения в стенке в этой зоне недопустимы. Длина зоны использования пластических деформаций в стенке определяется по формуле

$$a = l_1 \sqrt{1 - \frac{1}{c_1} \cdot \frac{h_b}{h_w}}. \quad (4.33)$$

4.3 Изменение сечения главной балки по длине

Сечение составной балки, подобранное по максимальному изгибающему моменту, можно уменьшить в местах снижения моментов (для разрезных балок – у опор). Это дает экономию материала, но несколько увеличивает трудоемкость изготовления; целесообразно для балок пролетом 10...12 м и более.

В данной курсовой работе рассматривается изменение сечения балки по длине путем уменьшения ширины ее поясов. При равномерной нагрузке наиболее выгоднейшее по расходу стали место изменения сечения поясов однопролетной

сварной балки находится на расстоянии примерно $x = \frac{1}{6}l$ от опор (рисунок 4.2).

Разные сечения поясов соединяют сварным швом встык без применения физических методов контроля, т. е. $R_{wy} = 0,85R_y$.

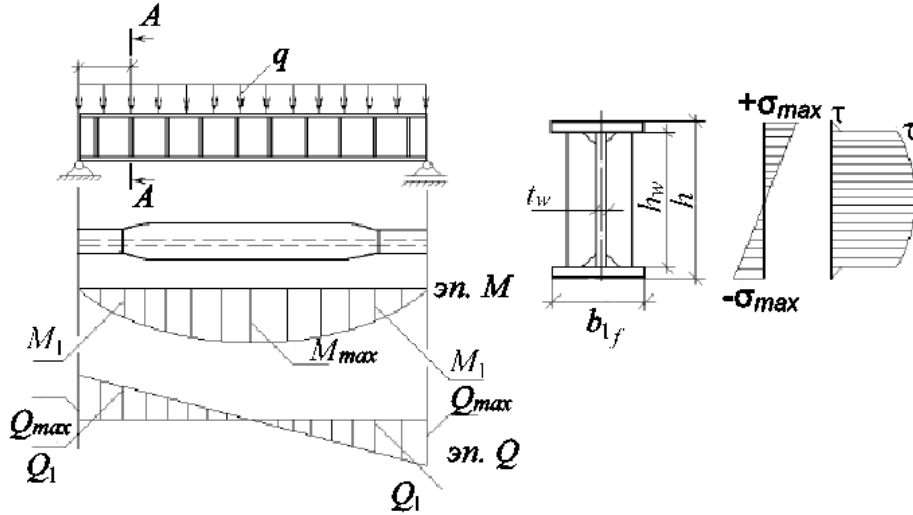


Рисунок 4.2 – Расчетные схемы к изменению сечения поясов главной балки

Прочность при нормальном напряжении в сварном стыковом шве

$$\sigma_1 = \frac{M_1}{W_1} \leq R_{wy} \cdot \gamma_c, \quad (4.34)$$

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

$$M_1 = \frac{q \cdot x(l_1 - x)}{2}, \quad (4.35)$$

где x – расстояние от опоры до места изменения сечения.

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

$$W_1^{mp} = \frac{M_1}{R_{wy}}; \quad (4.36)$$

$$I_1^{mp} = W_1^{mp} \frac{h_b}{2}. \quad (4.37)$$

Требуемые момент инерции поясов и площадь сечения поясов

$$I_{1f} = I_1^{mp} - I_w; \quad (4.38)$$

$$A_{1f} = \frac{2I_{1f}}{h_0^2}. \quad (4.39)$$

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

$$I_1 = I_w + 2 \cdot b_{1f} \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_0}{2}\right)^2; \quad (4.40)$$

$$W_1 = 2 \cdot \frac{I_1}{h_b}. \quad (4.41)$$

Максимальные нормальные напряжения

$$\sigma_1 = \frac{M_1}{W_1} \leq R_{wy} \cdot \gamma_c. \quad (4.42)$$

Проверяем приведенные напряжения в месте изменения сечения балки (где они будут максимальны):

$$\sqrt{\sigma_1 + 3\tau_1^2} \leq 1,15R_y, \quad (4.43)$$

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

4.4 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).

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 обычно принимается равной 15...20 мм.

Ширина участка стенки, включенной в работу опорной стойки b_{op} , из условий его местной устойчивости должна удовлетворять условию

$$b_{op} \leq 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}. \quad (4.44)$$

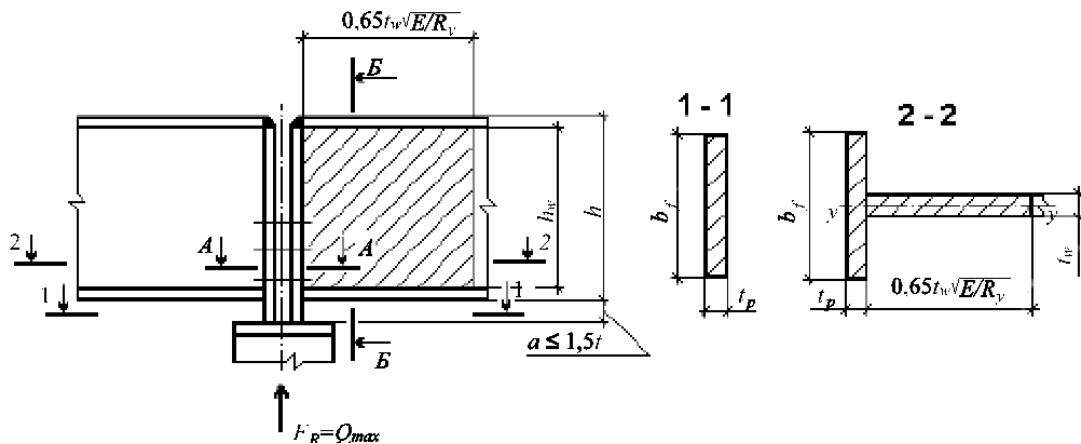


Рисунок 4.3 – К расчету опорной части балки

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 $a \leq 1,5t_p$)

$$A_p = b_p \cdot t_p = \frac{Q}{R_p \cdot \gamma_c}, \quad (4.45)$$

где R_p – расчетное сопротивление стали смятию, МПа; определяется согласно [2] по формуле

$$R_p = \frac{R_{un}}{\gamma_m}. \quad (4.46)$$

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

$$A_c = \frac{Q}{R_y \cdot \gamma_c}. \quad (4.47)$$

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 $b_{op} = 0,65t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ в каждую сторону (на рисунке 4.3 эта площадь заштрихована) и длиной, равной высоте стенки балки, т. е.

$$A_s = A_p + b_{op} \cdot t_w. \quad (4.48)$$

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

$$\sigma = \frac{Q}{\varphi \cdot A_s} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (4.49)$$

где φ – коэффициент продольного изгиба ребра, определяемый по [2] с учетом, что момент инерции ребра относительно оси z $I_z = \frac{t_p \cdot b_p^3}{12} + \frac{b_{op} \cdot t_w^3}{12}$, радиус инерции $i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A_c}}$, гибкость $\lambda = \frac{h_w}{i_z}$.

Опорное ребро крепится к стенке балки двусторонними швами полуавтоматической сваркой проволокой, которую выбирают в зависимости от материалов для соединений стальных конструкций [2]. Нормативные и расчетные сопротивления металла швов сварных соединений представлены в таблице 4.1.

Таблица 4.1 – Материалы для сварки, соответствующие стали

| Сварочный материал | | R_{wun} , | R_{wf} , |
|--|--|---------------------------|---------------------------|
| Тип электрода | Марка проволоки | МПа (кг/см ²) | МПа (кг/см ²) |
| Э42, Э42А, Э46, Э46А, Э50, Э50А | СВ-08, СВ-08А | 410 (4200) | 180 (1850) |
| | СВ-08ГА, СВ-10ГА, СВ-08Г2С, СВ-08Г2СЦ, ПП-АН8, ПП-АН3 | 450 (4600) 490 (5000) | 200 (2050) 215 (2200) |
| | СВ-08Г2С*, СВ-08Г2СЦ*, СВ-10НМА, СВ-10Г2 | 590 (6000) | 240 (2450) |
| | СВ-10ХГ2СМА, СВ-08ХН2ГМЮ | 685 (7000) | 280 (2850) |
| Э85 | СВ-10ХГ2СМА, СВ-08ХН2ГМЮ | 835 (8500) | 340 (3450) |
| Примечание – Только для швов с катетом $k_f \leq 8$ мм в конструкциях из стали с пределом текучести 440 МПа (4500 кг/см ²) и более | | | |

По таблице 4.2 принимают минимальный катет сварных швов и определяют расчетную длину одного шва по формуле $l_w = 85\beta_f \cdot k_f$.

Таблица 4.2 – Значения минимальных катетов сварных угловых швов

| Вид соединения | Вид сварки | Предел текучести, МПа (кг/см ²) | Минимальный катет швов k_f , мм, при толщине более толстого из свариваемых элементов t , мм | | | | | | |
|---|------------------------------------|---|---|--------|---------|---------|---------|---------|---------|
| | | | 4...5 | 6...10 | 11...16 | 17...22 | 23...32 | 33...40 | 41...80 |
| Тавровое с двусторонними угловыми швами; нахлесточное и угловое | Ручная | До 430 (4400) | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| | | Св. 430 (4400) до 530 (5400) | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 12 |
| | Автоматическая | До 430 (4400) | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
| | Полуавтоматическая | Св. 430 (4400) до 530 (5400) | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| Тавровое с односторонними угловыми швами | Ручная | До 380 (3900) | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 12 |
| | Автоматическая; полуавтоматическая | | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |

Примечание – В конструкциях из стали с пределом текучести свыше 530 МПа (5400 кг/см²), а также из всех сталей при толщине элементов свыше 80 мм минимальные катеты угловых швов принимаются по специальным техническим условиям

Напряжение срезу швов по металлу шва и границы сплавления

$$\sigma = \frac{Q}{A_w} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c; \quad (4.50)$$

$$\sigma = \frac{Q}{A_w} \leq R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c, \quad (4.51)$$

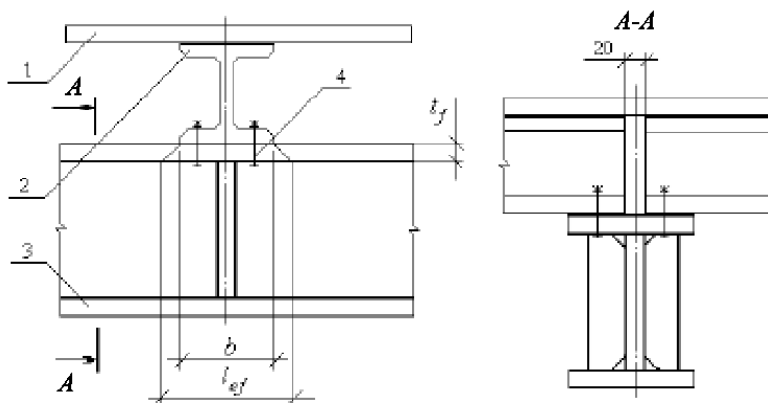
где A_w – площадь сварных швов, $A_w = 4l_w \cdot \beta_f \cdot k_f$.

4.5 Опирания и сопряжения балок

4.5.1 Этажное сопряжение балок настила с главной балкой.

Этажное сопряжение, при котором одна балка опирается сверху на другую, является простейшим, но из-за возможного отгиба верхнего пояса главной бал-

ки 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 (рисунок 4.4).



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} :

$$\sigma_{loc} = \frac{Q}{t_f \cdot l_{ef}} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (4.52)$$

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

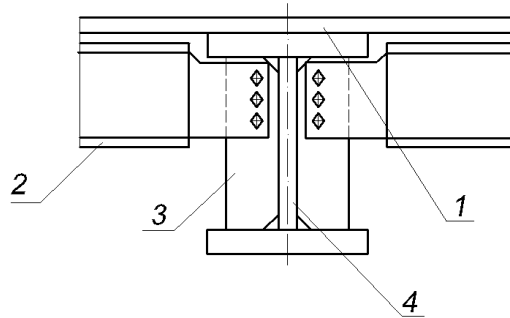
l_{ef} – условная длина распределения нагрузки, $l_{ef} = b_f + 2t_f$ (где b_f – ширина пояса балки настила, м; t_f – толщина поясного листа главной балки, м).

В случае, если условие (4.52) не выполняется, стенку главной балки следует укрепить ребром жесткости.

4.5.2 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 (Q 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

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

$$n \geq \frac{1,2Q}{N_{b,\min} \cdot \gamma_c}, \quad (4.53)$$

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

Расчетное усилие, воспринимаемое одним болтом, определяется по формулам:

– на срез

$$N_b = R_{bs} \cdot A \cdot n_s \cdot \gamma_b; \quad (4.54)$$

– на смятие

$$N_b = R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot d \cdot \Sigma t, \quad (4.55)$$

где R_{bs} и R_{bp} – расчетные сопротивления болтовых соединений срезу и смятию, кН/м²; принимаются по таблицам 4.3 и 4.4;

A – расчетная площадь поперечного сечения болта, принимается по таблице 4.5;

γ_b – коэффициент условий работы болтового соединения, принимается по таблице 4.6;

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

Таблица 4.3 – Расчетные сопротивления срезу и растяжению болтов

| Напряженное состояние | Условное обозначение | Расчетное сопротивление, МПа, болтов классов | | | | | | |
|-----------------------|----------------------|--|-----|-----|-----|-----|-----|------|
| | | 4,6 | 4,8 | 5,6 | 5,8 | 6,6 | 8,8 | 10,9 |
| Срез | R_{bs} | 150 | 160 | 190 | 200 | 230 | 320 | 400 |
| Растяжение | R_{bt} | 170 | 160 | 210 | 200 | 250 | 400 | 500 |

Таблица 4.4 – Расчетные сопротивления смятию элементов, соединяемых болтами

| Временное сопротивление стали соединяемых элементов, МПа (кг/мм ²) | Расчетное сопротивление, МПа (кН/см ²), смятию элементов, соединяемых болтами | |
|--|---|---|
| | класса точности А | классов точности В и С, высокопрочных без регулируемого натяжения |
| 360 (37) | 475 (4800) | 430 (4350) |
| 365 (37) | 485 (4900) | 440 (4450) |
| 370 (38) | 495 (5100) | 450 (4600) |
| 380 (39) | 515 (5300) | 465 (4800) |
| 390 (40) | 535 (5500) | 485 (5000) |
| 400 (41) | 560 (5750) | 505 (5200) |
| 430 (44) | 625 (6400) | 565 (5800) |
| 440 (45) | 650 (6650) | 585 (6000) |
| 450 (46) | 675 (6900) | 605 (6200) |
| 460 (47) | 695 (7150) | 625 (6400) |
| 470 (48) | 720 (7350) | 645 (6600) |
| 480 (49) | 745 (7600) | 670 (6850) |
| 490 (50) | 770 (7850) | 690 (7050) |
| 500 (51) | 795 (8150) | 710 (7250) |
| 510 (52) | 825 (8400) | 735 (7500) |
| 520 (53) | 850 (8650) | 760 (7750) |
| 530 (54) | 875 (8950) | 780 (7950) |
| 540 (55) | 905 (9200) | 805 (8200) |
| 570 (58) | 990 (10050) | 880 (8950) |
| 590 (60) | 1045 (10600) | 930 (9450) |

Таблица 4.5 – Площади сечения болтов

| Диаметр болта d , мм | 16 | 20 | 24 | 30 | 36 | 42 | 48 |
|--|------|------|------|------|-------|-------|-------|
| Площадь болта брутто A_b , см ² | 2,01 | 3,14 | 4,52 | 7,06 | 10,17 | 13,85 | 18,09 |
| Площадь болта нетто A_{bn} , см ² | 1,57 | 2,45 | 3,52 | 5,60 | 8,16 | 11,20 | 14,72 |

Таблица 4.6 – Коэффициенты условий работы болтовых соединений

| Характеристика соединения | Коэффициент условий работы соединения γ_b |
|--|--|
| 1 Многоболтовое в расчетах на срез и смятие при болтах: класса точности А классов точности В и С, высокопрочных с нерегулируемым натяжением | 1,0 0,9 |
| 2 Одноболтовое и многоболтовое в расчете на смятие при $a = 1,5d$ и $b = 2d$ в элементах конструкций из стали с пределом текучести, МПа (кг/см ²): до 285 (2900) св. 285 (2900) до 380 (3900) | 0,8 0,75 |
| <i>Примечание</i> – a – расстояние вдоль усилия от края элемента до центра ближайшего отверстия; b – между центрами отверстий; d – диаметр отверстия для болта. Коэффициенты, установленные в позициях 1 и 2, следует учитывать одновременно | |

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

$$\frac{Q}{(h - n \cdot d)t} \leq R_s \cdot \gamma_c, \quad (4.56)$$

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

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.

5.1 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 заземлением 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 длина колонны

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

где μ – коэффициент, учитывающий способ закрепления концов колонны, принимается по таблице 5.1;

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

$$l_{ef} = h_n + h_1 - h_p, \quad (5.2)$$

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

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

Таблица 5.1 – К учету способа закрепления концов колонны

| Способ закрепления концов | μ | Примечание |
|---|-------|--|
| Шарнирное обоих концов | 1 | Горизонтальное смещение концов невозможно, поворот возможен |
| Жесткое для нижнего конца и шарнирное для верхнего | 0,7 | Горизонтальное смещение концов невозможно, поворот верхнего конца возможен |
| Жесткое для верхнего конца и шарнирное для нижнего | 0,7 | Горизонтальное смещение концов невозможно, поворот верхнего конца невозможен |
| Жесткое для обоих концов | 0,5 | Горизонтальное смещение и повороты обоих концов невозможны |
| Жесткое для нижнего конца и свободный верхний конец | 2 | Возможны горизонтальное смещение и поворот только верхнего конца |

5.2 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

$$A = \frac{N}{2\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad (5.5)$$

где N – сила, действующая на колонну, кН;

φ – коэффициент продольного изгиба, определяемый в зависимости от гибкости колонны.

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

Требуемый радиус инерции сечения стержня колонны относительно материальной оси определяется из формулы $\lambda = \frac{l_{ef}}{i}$, при этом учитывается, что гибкость относительно материальной оси равна расчетной гибкости. По полученным значениям (площадь сечения и требуемый радиус инерции) по сортаменту принимается подходящий профиль проката. Если эти величины по сортаменту не будут совпадать в одном профиле (из-за неудачно заданной гибкости), следует взять профили, в которых величины A и i имели бы значения, наиболее близкие к найденным.

Проверка устойчивости принятого стержня производится по формуле

$$\sigma = \frac{N}{2\varphi_x \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (5.6)$$

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

Перенапряжение не допускается, а недонапряжение должно быть минимальным.

5.3 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 $\lambda_1 = 30...35$, но не более 40.

Требуемое значение гибкости относительно свободной оси

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_{ef}^2 - \lambda_1^2} = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_1^2}. \quad (5.7)$$

Рекомендуется соблюдать требование $\lambda_1 < \lambda_x$, 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;

$\alpha_2 = 0,60$ – 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.

5.4 Проверка сечения колонны относительно свободной оси

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

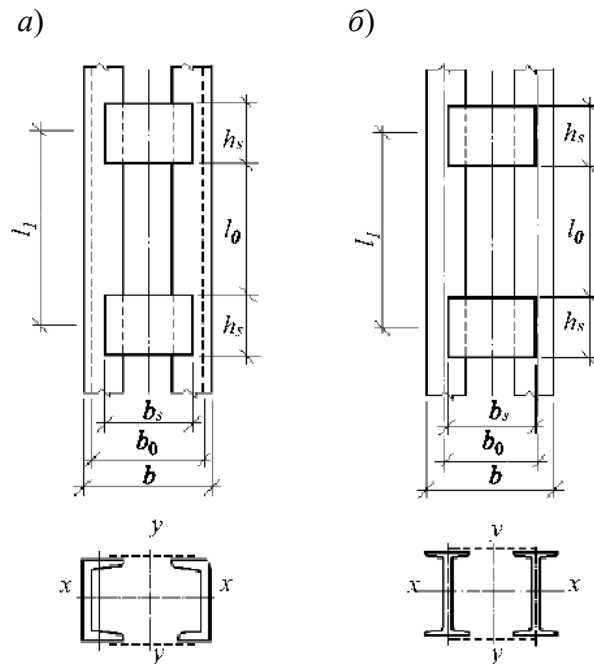
– для двух швеллеров

$$I_y = 2 \left[I_1 + A \left(\frac{b}{2} - z_0 \right)^2 \right]; \quad (5.8)$$

– для двух двутавров

$$I_y = 2 \left[I_1 + A \left(\frac{b_0}{2} \right)^2 \right]. \quad (5.9)$$

Планки (рисунок 5.1) 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 5.1 – 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

$$l_0 = \lambda_1 \cdot i_1. \quad (5.10)$$

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

$$I_{nl} = \frac{t_{nl} \cdot h_{nl}^3}{12}. \quad (5.13)$$

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

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

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

$$\frac{1}{h} = \frac{I_{nl} \cdot l_1}{I_1 \cdot b_0}. \quad (5.15)$$

Приведенная гибкость колонны λ_{ef} зависит от соотношения $(\frac{1}{h})$:

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

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_{y1}^2}; \quad (5.16)$$

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

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82\lambda_{y1}^2(1+n)}, \quad (5.17)$$

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

По приведенной гибкости λ_{ef} определяется значение коэффициента продольного изгиба φ_y согласно [2].

Проверка устойчивости стержня производится по формуле

$$\sigma = \frac{N}{2\varphi_y \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c. \quad (5.18)$$

Перенапряжение не допускается.

5.5 Расчет соединительных планок

Планки в центрально-сжатых сквозных колоннах рассчитывают на условную поперечную силу, возникающую при продольном изгибе. Эта сила возни-

кает 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 5.2). Расчет планок состоит в проверке их сечения и расчете прикрепления их к ветвям.

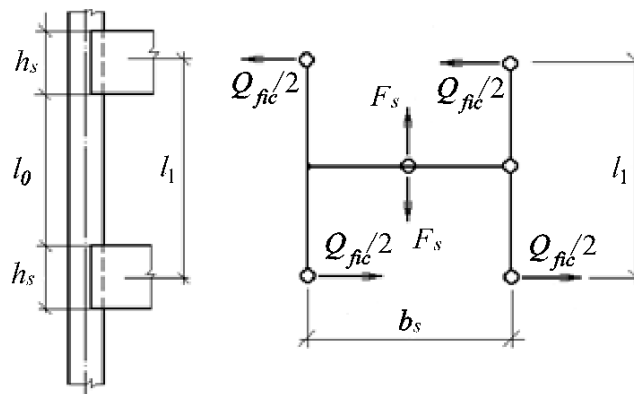


Рисунок 5.2 – К расчету планок

Условную поперечную силу Q_{fic} можно определить по таблице 5.2.

Таблица 5.2 – Значение условной поперечной силы Q_{fic}

| Марка стали | C235 | C255 | C285 | C390 | C440 | C590 |
|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Q_{fic} , кН | 0,20A | 0,30A | 0,40A | 0,50A | 0,60A | 0,70A |

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

Изгибающий момент и поперечная сила в месте прикрепления планки

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

$$F_s = \frac{Q_s \cdot l_1}{b}, \quad (5.20)$$

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) $R_{wz} = 0,45R_{un}$. По наименьшему из произведений ($R_{wf} \cdot \beta_f$) или ($R_{wz} \cdot \beta_z$) выполняется проверка прочности.

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

– по металлу шва

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

– по металлу границы сплавления

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

5.6 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 данной курсовой работе выполняется расчет базы, обеспечивающей шарнирное сопряжение колонны с фундаментом (рисунок 5.3). При небольших расчетных усилиях в колоннах (до 4000...5000 кН) применяются базы с траверсами.

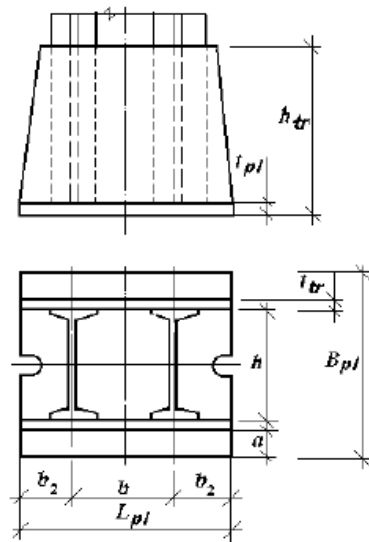


Рисунок 5.3 – К расчету базы колонны

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-

ношения 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, $1,0 \leq \omega_u \leq 2,5$ [4].

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 не ниже класса С16/20.

Соппротивление 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...12 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

$$\sigma_f = \frac{N}{A_{pl}} \leq f_{cud}. \quad (5.27)$$

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

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

где α – коэффициент, зависящий от отношения более длинной стороны b к более короткой a (значения a и b определяют в свету), принимается по таблице 5.3.

Таблица 5.3 – 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 | 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 $\frac{a}{b} \geq 2$ при опирании на четыре канта

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

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:

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

а по нему – требуемая толщина плиты:

$$t_p = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}}. \quad (5.32)$$

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

$$h_{tr} = \frac{N}{4\beta_f k_f R_{wf}}. \quad (5.33)$$

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

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

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.

5.7 Расчет и конструирование оголовка колонны

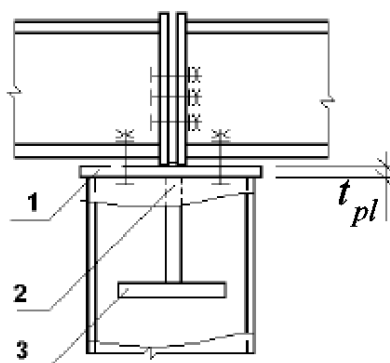
Оголовок служит для передачи на стержень колонны нагрузки от опирающихся на них конструкций и состоит из плиты и ребер. Толщину опорной плиты оголовка назначаем равной 20...25 мм.

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 5.4). 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:

$$h_r = \frac{N}{4\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}. \quad (5.35)$$

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



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

Рисунок 5.4 – К расчету оголовка колонны

Толщину ребра оголовка принимают из условия смятия:

$$t_r = \frac{N}{l_p R_p}, \quad (5.36)$$

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

R_p – расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности, принимаемое по таблице 5.4.

Таблица 5.4 – Расчетные сопротивления проката смятию торцевой поверхности

| Временное сопротивление проката, МПа (кг/см ²) | Расчетное сопротивление смятию, МПа (кг/см ²) | Временное сопротивление проката, МПа (кг/см ²) | Расчетное сопротивление смятию, МПа (кг/см ²) |
|--|---|--|---|
| 360 (37) | 327 (3340) | 470 (48) | 427 (4360) |
| 365 (37) | 332 (3360) | 480 (49) | 436 (4450) |
| 370 (38) | 336 (3460) | 490 (50) | 445 (4550) |
| 380 (39) | 346 (3550) | 500 (51) | 455 (4640) |
| 390 (40) | 355 (3640) | 510 (52) | 464 (4730) |
| 400 (41) | 364 (3720) | 520 (53) | 473 (4820) |
| 430 (44) | 391 (4000) | 530 (54) | 473 (4820) |
| 440 (45) | 400 (4090) | 540 (55) | 482 (4910) |
| 450 (46) | 409 (4180) | 570 (58) | 504 (5130) |
| 460 (47) | 418 (4270) | 590 (60) | 522 (5310) |

Принятая толщина ребра оголовка проверяется на срез:

$$\tau = \frac{N}{2h_r t_r} \leq R_s \cdot \gamma_c. \quad (5.37)$$

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

2 **СНиП II-23–81***. Стальные конструкции. Нормы проектирования. – Москва: Стройиздат, 1991. – 96 с.

3 **СН 2.01.01–2019**. Основы проектирования строительных конструкций. – Введ. 16.11.2019 (с отменой ТКП EN 1990–2011 (02250)). – Минск: Минстройархитектуры, 2020. – 89 с.

4 **СП 5.03.01-2020**. Бетонные и железобетонные конструкции. – Введ. 16.09.2020 (с отменой СНиП 2.03.01–84 и СНБ 5.03.01–02). – Минск: Минстройархитектуры, 2020. – 245 с.

5 **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.

6 **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.

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

8 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 курсовой работе

| Параметры технологической площадки $l_1 \times l_2$ | | | | | | | | | | |
|--|----------------|----------|----------------|----------|----------------|----------|----------------|----------|----------------|----------|
| Последняя цифра суммы трех последних цифр шифра зачетной книжки | | | | | | | | | | |
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 0 |
| Последняя цифра суммы | 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 |
| двух последних цифр шифра зачетной книжки студента | 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 |
| | 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 |
| | 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 |
| | 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 |
| | 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 |
| | 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 |
| | 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 |
| | 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 |
| | 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 |
| Компоновка технологической площадки | | | | | | | | | | |
| Последняя цифра с зачетной книжки | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 0 |
| Временная нормативная нагрузка, кН/м ² | 30 | 20 | 25 | 15 | 40 | 20 | 20 | 35 | 25 | 20 |
| 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 |
| <p><i>Примечание</i> – Материал конструкций технологической площадки (настила, балки настила, главной балки и колонны) устанавливается преподавателем и указывается в задании на курсовую работу</p> | | | | | | | | | | |