

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

НОВОСИБИРСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ (СИБСТРИН)

**Кафедра металлических
и деревянных конструкций**

РАБОЧАЯ ПЛОЩАДКА ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ

Методические указания
по выполнению курсового проекта для студентов,
обучающихся по специальности 08.05.01
«Строительство уникальных зданий и сооружений»
всех форм обучения

НОВОСИБИРСК 2019

Методические указания разработаны канд. техн. наук, профессором А.И. Репиным, канд. техн. наук, доцентом А.В. Сергеевым (под общей редакцией канд. техн. наук, профессора А.И. Репина)

Утверждены учебно-методической комиссией
института строительства
23 сентября 2019 года

Рецензенты:

- В.М. Добрачев, канд. техн. наук, доцент кафедры металлических и деревянных конструкций НГАСУ (Сибстрин);
- К.А. Шафрай, канд. техн. наук, доцент кафедры металлических и деревянных конструкций НГАСУ (Сибстрин)

© Новосибирский государственный
архитектурно-строительный университет
(Сибстрин), 2019

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	3
1. КОМПОНОВОЧНОЕ РЕШЕНИЕ.....	3
2. ПОРЯДОК ПРОЕКТИРОВАНИЯ	4
3. СБОР НАГРУЗОК НА БАЛОЧНУЮ КЛЕТКУ	5
4. РАСЧЁТ ВТОРОСТЕПЕННЫХ БАЛОК.....	5
4.1. АЛГОРИТМ РАСЧЁТА.....	5
4.1.1. <i>Определение внутренних усилий и необходимых параметров</i>	<i>7</i>
4.1.2. <i>Компоновочная часть.....</i>	<i>7</i>
4.1.3. <i>Проверочная часть</i>	<i>8</i>
4.2. ПРИМЕР РАСЧЁТА	8
4.2.1. <i>Определение внутренних усилий и необходимых параметров</i>	<i>8</i>
4.2.2. <i>Компоновочная часть.....</i>	<i>9</i>
4.2.3. <i>Проверочная часть</i>	<i>9</i>
5. РАСЧЁТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ГЛАВНЫХ БАЛОК	10
5.1. АЛГОРИТМ РАСЧЁТА.....	10
5.1.1. <i>Определение нагрузок на главную балку</i>	<i>10</i>
5.1.2. <i>Компоновка сечения</i>	<i>10</i>
5.1.3. <i>Проверки прочности и деформативности главной балки</i>	<i>12</i>
5.1.4. <i>Обеспечение местной устойчивости сжатой полки и стенки главной балки..</i>	<i>13</i>
5.1.5. <i>Обеспечение общей устойчивости главной балки</i>	<i>14</i>
5.2. ПОРЯДОК РАСЧЁТА ПОЯСНЫХ ШВОВ, ОПОРНЫХ ЧАСТЕЙ ГЛАВНОЙ БАЛКИ И УЗЛОВ СОПРЯЖЕНИЯ ВТОРОСТЕПЕННОЙ И ГЛАВНОЙ БАЛОК.....	15
5.3. ПРИМЕР РАСЧЁТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ ГЛАВНОЙ БАЛКИ.....	17
5.3.1. <i>Компоновка сечения</i>	<i>18</i>
5.3.2. <i>Проверочная часть</i>	<i>19</i>
5.3.3. <i>Расчёт поясных швов.....</i>	<i>22</i>
5.3.4. <i>Расчёт опорного ребра главной балки</i>	<i>23</i>
5.3.5. <i>Расчёт сварного соединения второстепенной балки с главной.....</i>	<i>24</i>
6. РАСЧЁТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТЫХ КОЛОНН	25
6.1. АЛГОРИТМ РАСЧЁТА.....	25
6.1.1. <i>Выбор расчётной схемы и типа сечения</i>	<i>25</i>
6.1.2. <i>Компоновка сечения сплошностенчатой колонны</i>	<i>26</i>
6.1.3. <i>Проверки сечения сплошностенчатой колонны.....</i>	<i>28</i>
6.1.4. <i>Компоновка сечения сквозной колонны</i>	<i>29</i>
6.1.5. <i>Проверки сечения сквозной колонны</i>	<i>30</i>

6.2. КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЁТ ОГОЛОВКА КОЛОННЫ	32
6.3. КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЁТ БАЗЫ КОЛОННЫ	33
6.4. ПРИМЕР РАСЧЁТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ СОСТАВНОЙ ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТОЙ КОЛОННЫ СО СПЛОШНОЙ СТЕНКОЙ	37
6.5. ПРИМЕР РАСЧЁТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ СКВОЗНОЙ ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТОЙ КОЛОННЫ	42
7. ПОДБОР СЕЧЕНИЯ СВЯЗЕЙ.....	45
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	46
ПРИЛОЖЕНИЯ	47
Приложение 1. Задания на курсовой проект по металлическим конструкциям для студентов заочной формы обучения	47
Приложение 2. Графическая часть.....	49

ВВЕДЕНИЕ

Курсовой проект по металлическим конструкциям является разновидностью реального проектирования на основе упрощённых исходных данных.

Цель курсового проекта:

- освоение методики компоновки простейших сооружений, выполняемых в металле, на примере рабочей площадки производственного здания;
- решение вопросов, связанных с выбором стали и расчётных схем элементов проектируемого сооружения, проведением силовых и конструктивных расчётов для обеспечения требуемой прочности, устойчивости, жёсткости;
- освоение методики конструирования элементов сооружения, их узлов и сопряжений.

Тема курсового проекта: рабочая площадка производственного здания, имеющая в своем составе балочную клетку, колонны и связи.

Курсовой проект состоит из графической части (один лист формата A1), включающей компоновочное решение сооружения, конструктивные решения элементов, узлов их сопряжений и пояснительной записки к графической части, выполненной на листах формата A4.

Пояснительная записка должна включать оглавление, исходные данные для проектирования, описание компоновочного решения, расчёты элементов сооружения, узлов их сопряжений, список литературы.

При выполнении проекта студент обязан использовать нормативную [1–3], а также, при необходимости, учебную и справочную [4–6] литературу.

1. КОМПОНОВОЧНОЕ РЕШЕНИЕ

Проектирование здания или сооружения начинается с разработки компоновочной схемы (рис. 1), описание которой необходимо привести в пояснительной записке. Рабочая площадка в курсовом проекте выполняется в виде балочной клетки нормального типа, состоящей из главных и второстепенных балок, на которые опирается монолитная железобетонная плита. Главные балки составного сечения шарнирно опираются на сплошные или сквозные центрально-сжатые колонны. Сопряжения второстепенных балок с главными также выполнены по шарнирной схеме. Геометрическая неизменяемость рабочей площадки в плоскости главных балок обеспечивается прикреплением их к жёсткому каркасу здания, в котором расположена рабочая площадка, или жёстким защемлением колонн в фундаментах. В плоскости, перпендикулярной главным балкам, неизменяемость сооружения обеспечивается созданием жёсткого диска из вертикальных связей по колоннам.

При компоновке и конструировании сечений несущих элементов исходят из условий обеспечения прочности, общей и местной устойчивости, жёсткости, а также максимальной экономичности элементов.

При разработке компоновочной схемы используются исходные данные задания на проектирование (пролёт и шаг главных балок, толщина и отметка верха монолитной железобетонной плиты), определяется шаг второстепенных балок, который зависит от толщины плиты и нагрузки на неё (табл. 1). Для студентов очной формы обучения задания на проектирование выдаются преподавателем, ведущим проектирование, для студентов заочной формы задания приведены в приложении 1.

Пример компоновочной схемы рабочей площадки приведён на рис. 1. Пролёт главных балок L обычно задаётся в интервале 10...20 м, пролёт второстепенных балок l равен шагу главных балок. В данном проекте шаг второстепенных балок a определяется делением пролёта главных балок на примерно равные части (с точностью до 1...2 мм). Шаг второстепенных балок должен быть в пределах диапазона, указанного в табл. 1. Например, если пролёт главных балок 11 м, а диапазон шага второстепенных балок 1,8...2,1 м, то можно принять два крайних

шага второстепенных балок 1,834 м, а четыре средних 1,833 м, чтобы в сумме вышло ровно 11,000 м.

Таблица 1

Шаг второстепенных балок

Толщина железобетонной плиты, см	Временная нормативная (полезная) нагрузка на плиту настила, кН/м ²				
	15–20	21–25	26–30	31–35	36–40
	Шаг, м				
8	1,5...1,7	–	–	–	–
10	1,8...2,1	1,5...1,7	–	–	–
12	2,2...2,5	1,8...2,1	1,5...1,7	–	–
14	2,6...3,0	2,2...2,5	1,8...2,1	1,5...1,7	–
16	–	2,6...3,0	2,2...2,5	1,8...2,1	1,5...1,7
18	–	–	2,6...3,0	2,2...2,5	1,8...2,1
20	–	–	–	2,6...3,0	2,2...2,5
22	–	–	–	–	2,6...3,0

Статическая схема второстепенных балок принимается однопролётной шарнирно опёртой, при этом одна опора неподвижная, другая – подвижная. Сопряжение второстепенных балок с главными принимается в одном уровне.

Статические схемы шарнирно опёртых главных балок могут быть бесконсольными (разрезными) или двухконсольными, что оговаривается в задании на проектирование. При двухконсольной схеме вылет консолей в данном проекте назначается равным принятому шагу второстепенных балок или задаётся преподавателем.

Статические схемы колонн зависят от ранее описанного способа обеспечения неизменяемости сооружения. Если неизменяемость обеспечена прикреплением главных балок к каркасу здания, в котором расположена рабочая площадка, то в колоннах целесообразно применять шарнирное сопряжение с фундаментом; если главные балки двухконсольные и не прикрепляются к зданию, то следует применять жёсткое сопряжение колонн с фундаментом. Колонны считаются центрально-сжатыми, поскольку главные балки опираются над центром тяжести сечения, а поперечной нагрузки нет.

2. ПОРЯДОК ПРОЕКТИРОВАНИЯ

После разработки и описания компоновочной схемы рабочей площадки с выбором расчётных схем элементов, расчёт и конструирование выполняются в следующем порядке:

1. Сбор нагрузок на второстепенные балки, силовой расчёт этих балок, подбор и проверка их сечения.

2. Сбор нагрузок на главные балки, силовой расчёт этих балок, подбор и проверка сечения, конструктивное оформление главных балок (назначение размеров и расстановка рёбер жёсткости, конструирование и расчёт опорной части главной балки).

3. Сбор нагрузок на колонны, подбор и проверка их сечения, конструктивное оформление (конструирование и расчёт оголовка и базы колонны, а в сплошных колоннах – назначение размеров и расстановка рёбер жёсткости).

4. Подбор сечений элементов связей.

3. СБОР НАГРУЗОК НА БАЛОЧНУЮ КЛЕТКУ

На балочную клетку действуют постоянные нагрузки (вес пола и железобетонной плиты, собственный вес стальных несущих конструкций) и временные (полезные) нагрузки от оборудования, складированных материалов, изделий и т.д. (табл. 2).

Основными характеристиками нагрузок, установленными в действующих нормах, являются их нормативные значения. Расчётное значение нагрузки следует определять как произведение её нормативного значения на коэффициент надёжности по нагрузке γ_f , который принимается по [1]. Для полезной нагрузки в курсовом проекте можно принимать $\gamma_f = 1,2$.

Таблица 2

Пример сбора нагрузок на балочную клетку

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м^2	Коэффициент надёжности по нагрузке γ_f	Расчётная нагрузка, кН/м^2
<i>Постоянная нагрузка p</i>			
1. Пол асфальтобетонный: $t = 40 \text{ мм}; \gamma = 18 \text{ кН/м}^3$; $p_1 = 18 \cdot 0,04 = 0,72 \text{ кН/м}^2$	0,72	1,3	0,94
2. Монолитная железобетонная плита: $t = 120 \text{ мм}; \gamma = 25 \text{ кН/м}^3$; $p_2 = 25 \cdot 0,12 = 3,0 \text{ кН/м}^2$	3,00	1,1	3,30
3. Собственный вес второстепенных балок $p_3 = 0,2 \text{ кН/м}^2$	0,20	1,05	0,21
Итого <i>постоянная</i> нагрузка: $p = p_1 + p_2 + p_3$	3,92	—	4,45
<i>Временная (полезная) нагрузка q</i>	21,00	1,2	25,20
Итого <i>полная</i> нагрузка: $p + q$	24,92	—	29,65

4. РАСЧЁТ ВТОРОСТЕПЕННЫХ БАЛОК

4.1. Алгоритм расчёта

После сбора нагрузок на балочную клетку расчёт второстепенных балок выполняется в следующем порядке:

1. Определение внутренних усилий и необходимых параметров:
 - а) выбор расчётной схемы и сбор нагрузок на второстепенные балки;
 - б) статический (силовой) расчёт этих балок;
 - в) выбор марки стали и коэффициента условий работы γ_c .
2. Компонировочная часть: определение геометрических параметров сечения (подбор сечения).
3. Проверочная часть:
 - а) проверка прочности по нормальным напряжениям;
 - б) проверка прочности по касательным напряжениям;
 - в) проверка общей устойчивости (при необходимости);
 - г) проверка деформативности (прогиба).

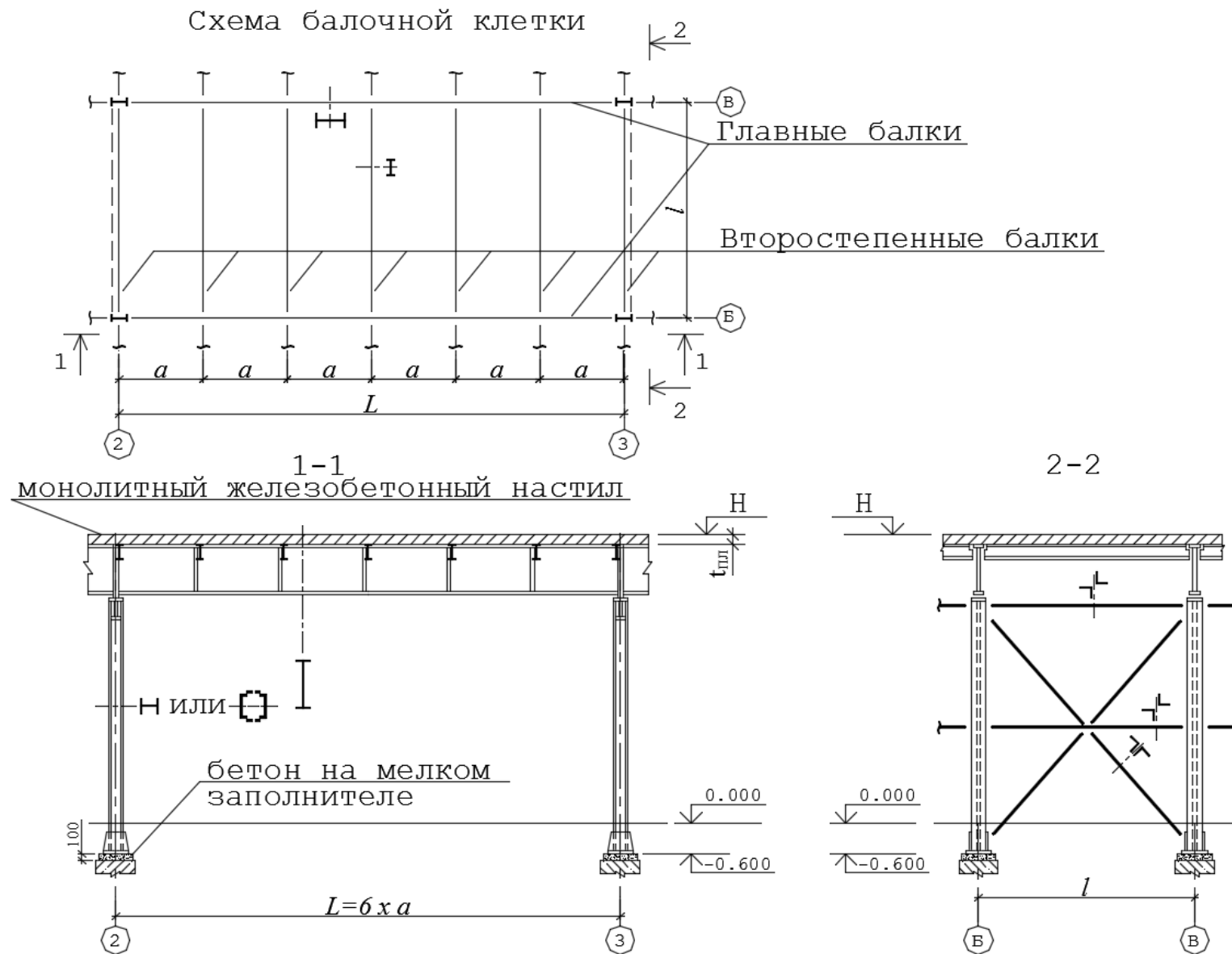


Рис. 1. Компоновочная схема рабочей площадки

4.1.1. Определение внутренних усилий и необходимых параметров

Нагрузка на второстепенные балки принимается равномерно распределённой с интенсивностью $(p+q)$ кН/м². Зная ширину грузовой площади для этих балок a , равную шагу балок, можно определить погонные нормативную и расчётную нагрузки, кН/м: $g_n = (p_n + q_n) \cdot a$; $g = (p + q) \cdot a$.

После определения значений нормативной и расчётной нагрузок на второстепенные балки производится их статический (силовой) расчёт: строятся эпюры изгибающих моментов M , поперечных сил Q и определяются опорные реакции V (рис. 2).

$$\text{Максимальный изгибающий момент } M_{\max} = \frac{g \cdot l^2}{8}.$$

$$\text{Максимальные опорная реакция и поперечная сила } V = Q_{\max} = \frac{g \cdot l}{2}.$$

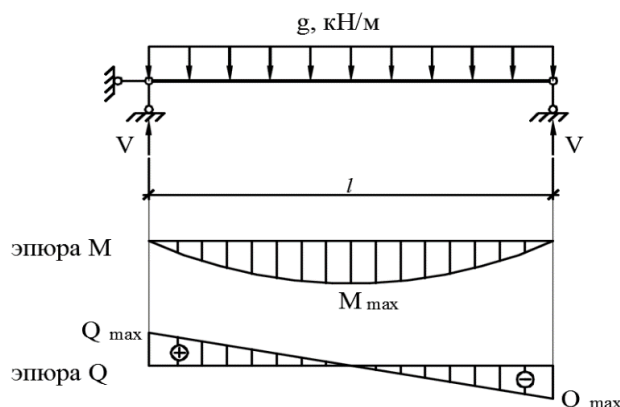


Рис. 2. Эпюры внутренних усилий во второстепенной балке

Второстепенные балки рекомендуется выполнять прокатными из балочных или широкополочных двутавров по ГОСТ Р 57837-2017 [3]. Сталь и её расчётное сопротивление по пределу текучести R_y принимаются по [1] в зависимости от назначения конструкции, условий эксплуатации, климатического района строительства и толщины применяемой стали. В нашем случае возможно применение стали С245 по [1, табл. В.5].

4.1.2. Компонировочная часть

Согласно [1] расчёт на прочность разрезных балок 2-го класса, несущих статическую нагрузку, двутаврового сечения из стали с нормативным сопротивлением $R_{yn} \leq 440$ Н/мм², следует выполнять с учётом развития пластических деформаций по формуле:

$$\frac{M_{\max}}{c_x \cdot \beta \cdot W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1. \quad (1)$$

Здесь $M_{\max}$ – максимальный изгибающий момент;

c_x – коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций, принимается по [1, табл. Е.1];

β – коэффициент, при $\tau_x \leq 0,5R_s$ $\beta = 1$;

W_x – момент сопротивления сечения балки;

γ_c – коэффициент условий работы балки, принимаем равным 1 по [1, табл. 1].

Коэффициент c_x зависит от отношения площадей полки и стенки. Для балочных двутавров это отношение в компоновочной части расчёта предварительно можно принять равным 0,5, и тогда $c_x = 1,12$; для широкополочных двутавров отношение принимается равным 1,0, соответственно $c_x = 1,07$.

Исходя из этого

$$W_{mp} = \frac{M_{\max}}{c_x \cdot \beta \cdot R_y \cdot \gamma_c}.$$

По полученному значению W_{tr} из сортамента подбирается двутавр с $W_x \geq W_{tr}$ и выписываются для него геометрические характеристики $I_x, I_y, W_x, b_f, t_f, t_w$.

4.1.3. Проверочная часть

По известной толщине полки двутавра (размер t в сортаменте) уточняется R_y .

Далее производится проверка прочности по нормальным напряжениям по формуле (1).

Проверка прочности по касательным напряжениям на действие максимальной поперечной силы производится по формуле:

$$\frac{Q_{\max}}{R_s \cdot A_w \cdot \gamma_c} \leq 1,0,$$

где $R_s = 0,58 \cdot R_y$;

A_w – площадь сечения стенки двутавра.

Считаем, что в нашем случае в соответствии с [1, п. 8.4.4,а и п. 8.4.6] общая устойчивость балок обеспечена за счёт железобетонного настила, непрерывно опирающегося на сжатый пояс балки и с ним связанного. Поэтому проверка общей устойчивости не требуется.

Проверка деформативности (определение прогиба) балок производится от действия нормативных нагрузок. При этом прогибы не должны превышать предельных значений, установленных нормами проектирования [2], т.е. $f_{\max} \leq f_u$. При равномерно распределённой нагрузке для однопролётных шарнирно опёртых балок можно воспользоваться формулой:

$$f = \frac{5 \cdot g_n \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_x} \leq f_u, \quad (2)$$
$$f_u = \frac{l}{n}.$$

Здесь g_n – нормативная погонная нагрузка на балку, кН/м, $g_n = (p_n + q_n) \cdot a$;

l – пролёт балки;

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

n – величина, обратная предельному относительному прогибу балки от нормативной нагрузки. В нашем случае $n = 200$ по [2, табл. Д.2.1, 2а].

Следует иметь в виду, что размерности величин в расчётных формулах должны быть в одной и той же системе единиц.

4.2. Пример расчёта

4.2.1. Определение внутренних усилий и необходимых параметров

Исходные данные

Пролёт $l = 6,0$ м; шаг $a = 2,0$ м;

нагрузки из табл. 2: $p_n + q_n = 24,92$ кН/м²; $p + q = 29,65$ кН/м².

Статический расчёт

Изгибающий момент $M_{\max} = (29,65 \cdot 2) \cdot 6^2 / 8 = 266,85$ кН·м.

Поперечная сила $Q_{\max} = (29,65 \cdot 2) \cdot 6 / 2 = 177,9$ кН.

Выбор стали

Принимаем по [1, табл. В.5] сталь С245 толщиной 11...20 мм, при этом $R_y = 240$ Н/мм², $R_s = 139,2$ Н/мм².

4.2.2. Компоновочная часть

Предварительно принимаем двутавр типа Б (балочный), тогда $\beta = 1,0$, $c_x = 1,12$ (см. п. 4.1.2).

Определяем требуемый момент сопротивления:

$$W_{mp} = \frac{M_{max}}{c_x \cdot \beta \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{26685}{1,12 \cdot 1,0 \cdot 24 \cdot 1} = 993 \text{ см}^3.$$

Выбираем двутавр 40Б1 по ГОСТ Р 57837-2017 [3], чтобы соблюдалось условие $W_x \geq W_{tr}$, и выписываем для него геометрические характеристики: $W_x = 1011 \text{ см}^3$, $I_x = 20018 \text{ см}^4$, $b = 199 \text{ мм}$, $t_f = 11 \text{ мм}$, $t_w = 7 \text{ мм}$, $h = 396 \text{ мм}$; площади полки и стенки $A_f = b \cdot t_f = 19,9 \cdot 1,1 = 21,89 \text{ см}^2$, $A_w = (h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = (39,6 - 2 \cdot 1,1) \cdot 0,7 = 26,18 \text{ см}^2$.

4.2.3. Проверочная часть

Проверка прочности по нормальным напряжениям

Уточняем R_y по известной толщине полки двутавра t_f : $R_y = 240 \text{ Н/мм}^2$ – без изменения.

Уточняем коэффициент $c_x = 1,17 - 0,1A_f/A_w$ (по линейной интерполяции).

$A_f/A_w = 0,836$, $c_x = 1,0864$.

Проводим проверку прочности по формуле (1):

$$\frac{M_{max}}{c_x \cdot \beta \cdot W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad \frac{26685}{1,0864 \cdot 1 \cdot 1011 \cdot 24 \cdot 1} = 1,01 > 1,$$

Проверка прочности не выполняется, следовательно, принимаем двутавр с бóльшим моментом сопротивления. Ближайший двутавр – 40Б2.

$W_x = 1185 \text{ см}^3$; $I_x = 23704 \text{ см}^4$; $b = 200 \text{ мм}$; $t_f = 13 \text{ мм}$; $t_w = 8 \text{ мм}$;

$h = 400 \text{ мм}$; площади полки и стенки: $A_f = b \cdot t_f = 20 \cdot 1,3 = 26,0 \text{ см}^2$,

$A_w = (h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = (40,0 - 2 \cdot 1,3) \cdot 0,8 = 29,92 \text{ см}^2$.

Вновь вычисляем коэффициент $c_x = 1,17 - 0,1A_f/A_w$. $A_f/A_w = 0,869$, $c_x = 1,0831$.

$R_y = 240 \text{ Н/мм}^2$ – значение не изменилось.

Вновь проводим проверку прочности по нормальным напряжениям по формуле (1):

$$\frac{26685}{1,0831 \cdot 1 \cdot 1185 \cdot 24 \cdot 1} = 0,866 < 1 \text{ – прочность обеспечена.}$$

Проверка прочности на срез (по касательным напряжениям) на опоре

$$\frac{Q_{max}}{R_s \cdot A_w \cdot \gamma_c} \leq 1,0, \quad \frac{177,9}{13,92 \cdot 29,92 \cdot 1} = 0,43 < 1 \text{ – прочность обеспечена.}$$

Проверка прогиба в середине пролёта по формуле (2)

$g_n = (p_n + q_n) \cdot a = 24,92 \cdot 2/100 = 0,4984 \text{ кН/см}$.

$$f = \frac{5 \cdot 0,4984 \cdot 600^4}{384 \cdot 20600 \cdot 23704} = 1,72 \text{ см, предельный } f_u = \frac{600}{200} = 3 \text{ см.}$$

$1,72 < 3$ – жёсткость обеспечена.

Проверки общей устойчивости балки не требуется, так как она обеспечена за счёт непрерывного раскрепления сжатого верхнего пояса железобетонной плитой.

5. РАСЧЁТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ГЛАВНЫХ БАЛОК

5.1. Алгоритм расчёта

5.1.1. Определение нагрузок на главную балку

Главные сварные балки рабочих площадок относятся к первой группе конструкций по [1, прил. В] и к первому классу по [1, п. 4.2.7]; напряжения по всей площади сечения у данных балок не превышают расчётного сопротивления стали: $|\sigma| < R_y$ (упругое состояние сечения).

Нагрузки на главную балку в рабочих площадках передаются от второстепенных балок в виде системы сосредоточенных сил F , которые численно равны величине реакции опор V двух второстепенных балок, т.е. $F = 2V$. При этом ширина грузовой площади будет равна шагу главных балок (пролёту второстепенных) l . Кроме того, эту нагрузку следует умножить на коэффициент $\alpha = 1,05$ для учёта собственного веса главной балки.

Расчётный пролёт L в нашем случае равен расстоянию между осями колонн и дан в задании.

Статический расчёт главных балок заключается в построении эпюр изгибающих моментов и поперечных сил и определении их максимальных значений $M_{\max}$, $Q_{\max}$, а также опорных реакций главной балки V_2 . Это делается методами строительной механики вручную или с помощью соответствующих программных комплексов (рис. 3).

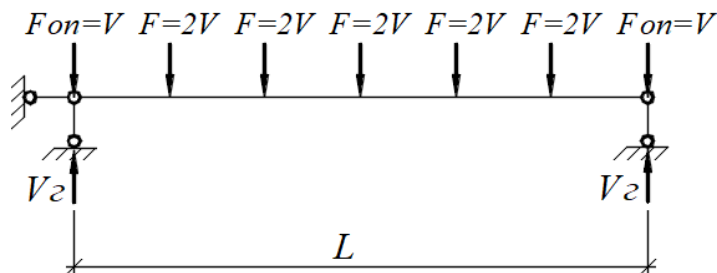


Рис. 3. Расчётная схема главной балки при пяти второстепенных балках в пролёте

5.1.2. Компоновка сечения

Главные балки проектируются составного сечения в виде сварного симметричного двутавра (рис. 4). Компоновку начинают с назначения высоты балки исходя из трёх критериев:

- 1) требований технологии или архитектуры (в нашем случае ограничений нет) – строительная высота $h_{стр}$;
- 2) минимального расхода стали – оптимальная высота $h_{опт}$;
- 3) обеспечения достаточной жёсткости балки – минимальная высота $h_{\min}$.

В первом приближении высота балки определяется как $h = 0,1 \cdot L$.

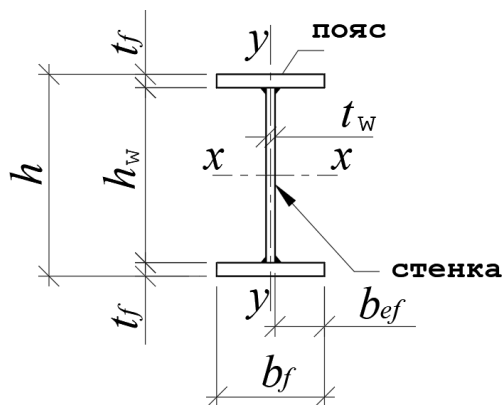


Рис. 4. Схема поперечного сечения главной балки

Из второго критерия:

- при $h \leq 1,3$ м

$$h_{onm} = k \sqrt{W_{x,mp} / t_w},$$

где $k = 1,15$ (для балок постоянного сечения); t_w – толщина стенки, $t_w = 7 + 0,003 \cdot h$, мм.

Требуемый момент сопротивления

$$W_{x,mp} = \frac{M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c},$$

где $\gamma_c = 1$; R_y – расчётное сопротивление стали по пределу текучести, назначается в соответствии с [1];

- при $h > 1,3$ м

$$h_{onm} = \sqrt[3]{1,5 W_{x,mp} \cdot \lambda_w},$$

где $\lambda_w = h_w/t_w \approx 0,97h/t_w$ – ориентировочная гибкость стенки.

Из третьего критерия приближённо, принимая нагрузку равномерно распределённой:

$$h_{\min} = \frac{5 \cdot R_y \cdot L \cdot g_{en} \cdot n}{24 \cdot E \cdot g_e},$$

где g_{en} – нормативная погонная нагрузка, $g_{en} = (p_n + q_n) \cdot l \cdot \alpha$, кН/м. Здесь l – шаг главных балок, $\alpha = 1,05$;

g_e – расчётная нагрузка, $g_e = (p + q) \cdot l \cdot \alpha$. Здесь n – величина, обратная предельному относительному прогибу. В нашем случае $n = 250$ по [2, табл. Д.2.1, 2а].

Окончательно принимаем высоту не менее минимальной, ближе к оптимальной, кратную 2 см.

Минимально допустимая толщина стенки определяется из условия прочности на срез:

$$t_{w(\min)} \geq \frac{k \cdot Q_{\max}}{h_w \cdot R_s \cdot \gamma_c},$$

где $k = 1,5$ в сечении над опорой для однопролётной разрезной балки и $k = 1,2$ в сечении над опорой для неразрезной балки (также и для двухконсольной); R_s – расчётное сопротивление стали сдвигу в зависимости от значения R_y , по указаниям [1] $R_s = 0,58 \cdot R_y$. Толщину стенки принимать кратной 2 мм (до толщины 22 мм включительно).

Для определения значений ширины полки b_f и её толщины t_f необходимо найти требуемую площадь полки A_f . С этой целью определяют требуемый момент инерции сечения балки

$$I_{x,mp} = \frac{W_{x,mp} \cdot h}{2}.$$

Момент инерции

$$I_x = I_w + 2 \cdot I_f,$$

где $I_w = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12}.$

Тогда $I_f = 0,5 \cdot (I_x - I_w) \approx A_f (h/2)^2$ или $A_f = 2(I_x - I_w)/h^2$.

Здесь вместо I_x подставим $I_{x,тр}$, а в выражении для I_w приближённо примем $h_w = 0,97 \cdot h$.

Ширина пояса определяется из условия:

$$b_f = \left(\frac{1}{3} \dots \frac{1}{5} \right) \cdot h,$$

тогда $t_f = \frac{A_f}{b_f}$. Толщина пояса назначается с учётом сортамента на листовую сталь (от 10 до 22 мм кратно 2 мм, а далее выбирается из следующего ряда значений: 25, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50 мм). Ширина принимается кратной 20 мм.

Исходя из условия местной устойчивости сжатого пояса балки, на этапе компоновки можно приближённо принимать $t_f \geq b_f \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$. Например, для стали С255 $t_f \geq b_f / 29$, а для стали С345 $t_f \geq b_f / 25$.

Далее вычисляются необходимые для проверок геометрические характеристики скомпонованного сечения: I_x , W_x , S_x , S_{xf} .

Момент инерции

$$I_x = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h - t_f}{2} \right)^2 \right). \quad (3)$$

Момент сопротивления

$$W_x = \frac{I_x \cdot 2}{h}. \quad (4)$$

Статический момент полусечения

$$S_x = b_f \cdot t_f \cdot \frac{(h - t_f)}{2} + \frac{h_w \cdot t_w}{2} \cdot \frac{h_w}{4}. \quad (5)$$

Статический момент полки

$$S_{xf} = b_f \cdot t_f \cdot \frac{(h - t_f)}{2}. \quad (6)$$

5.1.3. Проверка прочности и деформативности главной балки

Вначале уточняется расчётное сопротивление стали в зависимости от толщины полки. Согласно [1, п. 8.2.1] проверку прочности балок 1-го класса при действии изгибающего момента в одной из главных плоскостей следует выполнять по формуле:

$$\frac{M_{\max}}{W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1.$$

Расчёт опорного сечения по касательным напряжениям на действие максимальной поперечной силы в двухконсольных балках производится по формуле:

$$\frac{Q_{\max} \cdot S_x}{I_x \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} \leq 1,0.$$

Для разрезных балок работа поясов не учитывается, и формула принимает вид:

$$\frac{1,5 \cdot Q_{\max}}{h_w \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} \leq 1,0.$$

Кроме того, при одновременном действии в сечении балки момента и поперечной силы должно быть проверено условие прочности стенки на совместное действие нормальных и касательных напряжений (σ_x и τ_{xy}):

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

Здесь $\sigma_x = \frac{M_x \cdot (h_w / 2)}{I_x}$, $\tau_{xy} = \frac{Q \cdot S_{x,f}}{I_x \cdot t_w}$.

Эта проверка актуальна в местах изменения сечения балки и(или) приложения сосредоточенной силы, а также в опорном сечении неразрезной балки или балки с консолями.

Проверка деформативности главной балки

Прогиб главной балки не должен превышать предельного значения, установленного нормами проектирования, т.е. $f_{\max} \leq f_u$.

Поскольку нагрузка на главную балку представляет собой систему сосредоточенных сил, а не равномерно распределённую, как во второстепенной балке, максимальный прогиб от действия на балку изгибающего момента определим по формуле:

$$f = \frac{5 \cdot M_{n,\max} \cdot L^2}{48 \cdot E \cdot I_x} \leq f_u, \quad f_u = \frac{L}{n}.$$

Здесь $M_{n,\max}$ – максимальный изгибающий момент от нормативной нагрузки на главную балку; L – пролёт главной балки; E и n – см. формулу (2), при этом n назначается по [2, табл. Д.2.1, 2а].

5.1.4. Обеспечение местной устойчивости сжатой полки и стенки главной балки

Местная устойчивость сжатой полки обеспечена, если выполняется условие:

$$\bar{\lambda}_f \leq \bar{\lambda}_{uf},$$

где $\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ – условная гибкость сжатой полки; $\bar{\lambda}_{uf} = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_c}}$ – предельная гибкость сжатой полки. Здесь σ_c – напряжения в сжатом поясе.

Местная устойчивость стенки по [1] считается обеспеченной, если условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ не превышает 3,5 при отсутствии местного напряжения ($\sigma_{loc} = 0$) в бал-

ках с двухсторонними поясными швами. Кроме того, стенки балок следует укреплять поперечными рёбрами жёсткости в ряде случаев, оговоренных в [1, п. 8.5.9]. К нашему случаю относятся два требования: ставить рёбра в балках 1-го класса, если $\bar{\lambda}_w > 3,2$, и в местах приложения неподвижных сосредоточенных нагрузок. Примыкающие второстепенные балки являются такими нагрузками, поэтому ставим поперечные рёбра в местах примыкания этих балок. При этом проверяем условие: если $\bar{\lambda}_w \geq 3,2$, то расстояние между рёбрами не должно превышать $2h_w$, если $\bar{\lambda}_w < 3,2 - 2,5h_w$. Ширина выступающей части парного ребра принимается по условию $b_r \geq \left(\frac{h_w}{30} + 25 \right)$ мм. Толщина – $t_r \geq 2b_r \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$. Размер b_r округляется до размера, кратного 10 мм, а t_r принимается по сортаменту листовой стали.

При креплении второстепенных балок к ребру сбоку болтами М20 ширина ребра принимается не менее 90 мм по конструктивным соображениям.

Если условная гибкость стенки $3,5 < \bar{\lambda}_w \leq 6 \cdot \sqrt{\frac{R_y}{\sigma}}$ и отсутствует местное напряжение

σ_{loc} в балках с двухсторонними поясными швами, то местная устойчивость стенки обеспечивается при выполнении условия

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

Здесь $\sigma = \frac{M \cdot y}{I_x}$; $\tau = \frac{Q}{t_w h_w}$, где $y = h_w/2$; M и Q – средние значения соответственно изгибающего

момента и поперечной силы в пределах отсека. Если длина отсека a (расстояние между осями поперечных рёбер жёсткости) больше его расчётной высоты h_w , то средние вычисляются для более напряжённого участка длиной, равной h_w .

Если в пределах отсека M или Q меняют знак, то их средние значения следует вычислять на участке отсека с одним знаком (подробнее см. [5, рис. 9.26]);

$\sigma_{cr} = c_{cr} \cdot \frac{R_y}{\lambda_w^2}$ – критическое напряжение, где $c_{cr} = 35,5$ в нашем случае. В общем случае

этот коэффициент вычисляется по [1, п. 8.5.4];

$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \left(\frac{0,76}{\mu^2} \right) \right) \cdot \frac{R_s}{\lambda_d^2}$ – критическое напряжение, где μ – отношение большей сто-

роны отсека к меньшей; $\lambda_d = \frac{d}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$, где d – меньшая из сторон отсека стенки (h_w или a).

В данных методических указаниях проверяется устойчивость стенки только в одном отсеке: в консольных балках – во втором отсеке от опоры, в однопролётных балках – в первом от опоры отсеке.

Если проверка местной устойчивости не выполняется, то уменьшаем длину отсека a , установив дополнительные поперечные рёбра жёсткости или увеличив толщину стенки, что, как правило, менее экономично. При этом дополнительные рёбра рекомендуется ставить лишь в отсеках, где стенка теряет устойчивость.

5.1.5. Обеспечение общей устойчивости главной балки

Согласно [1, п. 8.4.1] общая устойчивость главной балки проверяется по формуле:

$$\frac{M_{\max}}{\phi_b \cdot W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1. \quad (7)$$

Здесь $M_{\max}$ – максимальный изгибающий момент в плоскости наибольшей жёсткости;

W_x – момент сопротивления сечения балки относительно оси $x-x$ (см. рис. 4) для верхней точки сжатого (верхнего в нашем случае) пояса;

γ_c – коэффициент условий работы балки, принимаем $\gamma_c = 1$ по [1, табл. 1];

ϕ_b – коэффициент устойчивости при изгибе, определяемый по [1, прил. Ж]. При его определении за расчётную длину балки l_{ef} принимаем расстояние между второстепенными балками a (шаг второстепенных балок).

Для определения коэффициента ϕ_b по [1, прил. Ж] вычисляем коэффициенты α, ψ, ϕ_1 и момент инерции относительно оси $y-y$:

$$I_y = \frac{t_w^3 \cdot h_w}{12} + 2 \cdot \frac{b_f^3 \cdot t_f}{12}.$$

Для составных сварных двутавров из листов

$$\alpha = 8 \cdot \left(\frac{l_{ef} \cdot t_f}{h_0 \cdot b_f} \right)^2 \left(1 + \frac{0,5h \cdot t_w^3}{b_f \cdot t_f^3} \right),$$

где l_{ef} – см. пояснение к формуле (7); h_0 – расстояние между осями поясных листов; остальные параметры – по рис. 4.

По [1, табл. Ж.1] для двутавров с двумя осями симметрии при числе закреплений сжатого пояса в пролёте два и более, делящих пролёт на равные части, и значения коэффициента α в диапазоне от 0,1 до 40, принимаем формулу $\psi = 2,25 + 0,07\alpha$.

Далее по [1, формула (Ж.3)] для двутавров с двумя осями симметрии:

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

Согласно [1, п. Ж.2] при $\varphi_1 > 0,85$ $\varphi_b = 0,68 + 0,21\varphi_1 \leq 1$;

при $\varphi_1 \leq 0,85$ $\varphi_b = \varphi_1$.

Согласно [1, п. 8.4.4] общая устойчивость главной балки обеспечена, если условная гибкость сжатого пояса балки не превышает её предельных значений, т.е. выполняется условие:

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

где $\bar{\lambda}_b = \left(\frac{l_{ef}}{b_f} \right) \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$, $\bar{\lambda}_{ub} = 0,35 + 0,0032 b_f / t_f + (0,76 - 0,02 b_f / t_f) b_f / h_0$. Здесь b_f и t_f – со-

ответственно ширина и толщина сжатого пояса; h_0 – расстояние между осями поясных листов.

Значения $\bar{\lambda}_{ub}$ определены при $1 \leq h_0 / b_f \leq 6$ и $15 \leq b_f / t_f \leq 35$.

Для балок с соотношением $b_f / t_f < 15$ принимать $b_f / t_f = 15$.

Значения $\bar{\lambda}_{ub}$ допускается увеличивать умножением на коэффициент $\sqrt{\frac{R_y}{\sigma}}$, где $\sigma = \frac{M_{\max}}{W_x \gamma_c}$.

5.2. Порядок расчёта поясных швов, опорных частей главной балки и узлов сопряжения второстепенной и главной балок

Расчёт поясных швов начинается с определения погонной сдвигающей силы T на уровне соединения стенки и полки:

$$T = \frac{Q_{\max} \cdot S_{x,f}}{I_x},$$

где $Q_{\max}$ – максимальная поперечная сила в опорном сечении балки; $S_{x,f}$ и I_x определяются по формулам (6) и (3) соответственно (см. п. 5.1.2).

Условие прочности поясных соединений при отсутствии локальных напряжений и двухсторонних поясных швов

$$\frac{T}{2\beta_{f \text{ (или } z)} \cdot k_f \cdot R_{wf \text{ (или } wz)} \cdot \gamma_{wf \text{ (или } wz)} \cdot \gamma_c} \leq 1,$$

где величины в знаменателе, кроме γ_c , относятся к характеристикам сварных швов и определяются по [1, п. 14.1]. Из этого условия определяется два значения катетов поясных швов k_f . Из них принимаем большее с округлением кратным 2 мм в большую сторону, но не менее 6 мм.

Расчёт опорного ребра главной балки

Согласно [1, п. 8.5.17] участок стенки балки над опорой должен рассчитываться на устойчивость при центральной сжатии из плоскости балки как стойка, нагруженная опорной реакцией V_2 . Стенка балки на опоре укрепляется опорным ребром жёсткости с шириной b_s . При этом из конструктивных соображений ширина опорного ребра разрезной балки

принимается не менее 200 мм, а толщина – не менее 16 мм. При этом размер a (рис. 5) принимается 20–25 мм. Если толщина по расчёту получается больше 25 мм, то следует увеличить ширину.

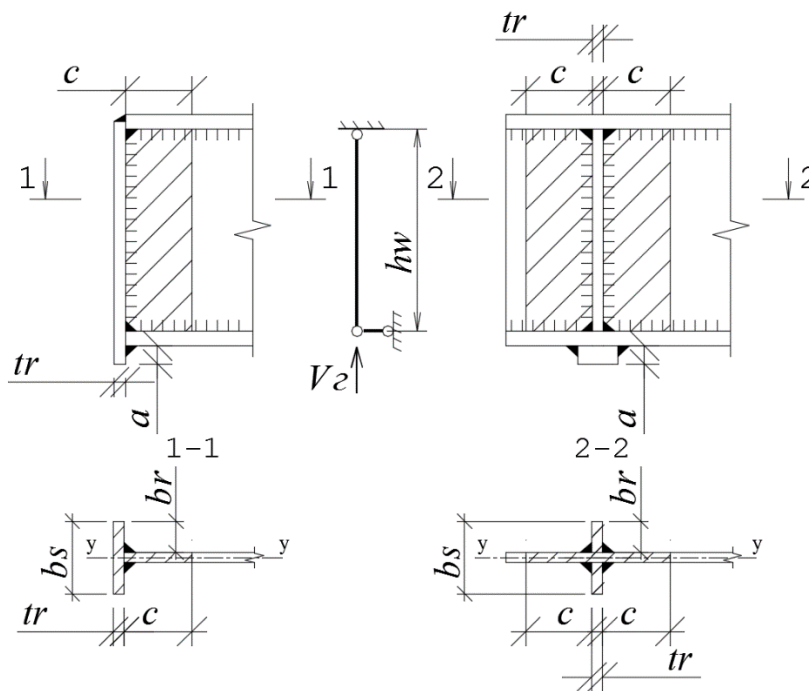


Рис. 5. Схема для расчёта опорного ребра

Для балки с консолями ширину опорных рёбер принимаем по ширине полок, а центрирующую прокладку снизу – шириной 40 мм, толщиной 25 мм. В расчётное сечение этой стойки включаются опорные рёбра и участки стенки шириной не более $c = 0,65 \cdot t_w \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$

с каждой стороны ребра (см. рис. 5). Толщина опорного ребра $t_r \geq 3 \cdot b_r \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$, где b_r – ширина выступающей части. Нижние торцы опорных рёбер строгают. В балке с консолями в этом случае рёбра приваривают к полке конструктивными швами минимального катета по требованиям [1]. Если в балке с консолями опорные рёбра не строгают, то эти швы следует рассчитывать на прочность по требованиям [1] в зависимости от того, какими швами выполнена приварка: угловыми или стыковыми с разделкой кромок. Напряжения в торце ребра не должны превышать расчётного сопротивления стали смятию R_p , т.е. $1,5V_z / (R_p A_r \gamma_c) \leq 1$. Здесь коэффициент 1,5 учитывает возможную неравномерность распределения напряжений в ребре из-за отклонения опорной плиты колонны от горизонтали (неточность монтажа и изготовления), R_p определяется по [1, табл. В.6]. В балке с торцовым ребром $A_r = b_s \cdot t_r$. В балке с консолями $A_r = 2(b_r - 40 \text{ мм}) \cdot t_r$, где 40 мм – размер скоса ребра для пропуска поясных швов. Проверка устойчивости опорной стойки относительно оси y производится по формуле:

$$\frac{V_z}{A \cdot \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1,$$

где $A = b_s \cdot t_r + 0,65 \cdot t_w^2 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ – расчётная площадь условной стойки, включающая ребро и часть стенки; φ – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, определяемый

по [1, табл. Д.1] в зависимости от типа сечения (тип «с» по [1, табл. 7]) и условной гибкости стойки относительно оси y

$$\bar{\lambda} = \frac{h_w}{i_y} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

где $i_y = \sqrt{I_y/A}$, $I_y = \frac{t_r \cdot b_s^3}{12} + \frac{c \cdot t_w^3}{12}$ – момент инерции для расчётного сечения. Здесь c – длина участка стенки, включённого в сечение (см. [выше](#)).

Расчёт угловых сварных швов крепления опорного ребра к стенке балки производят по формулам для сечений по металлу шва и границе сплавления с основным металлом:

$$\frac{V_z}{2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad \text{и} \quad \frac{V_z}{2 \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot l_w \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c} \leq 1,$$

где параметры в знаменателе – см. выше в [расчёте поясных швов](#); l_w – расчётная длина швов, но не более $85 \cdot \beta_f k_f$.

Расчёт узлов сопряжения второстепенной и главной балок

Сопряжение второстепенных балок с главными чаще всего выполняется в одном уровне и считается шарнирным. Крепление к рёбрам жёсткости главных балок осуществляется на болтах или сварке (рис. 6).

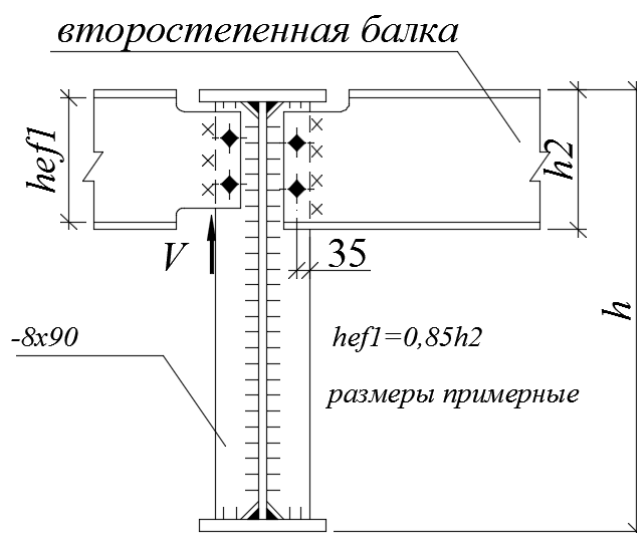


Рис. 6. Сопряжение второстепенных балок с главными на сварке

Расчёт сопряжения на сварке заключается в назначении требуемого катета шва k_f . Длина шва l_w определяется высотой стенки второстепенной балки $l_w = h_{ef1} - 1$ см, где $h_{ef1} = 0,85h$ – высота стенки прокатной балки до закругления.

$$k_f \geq \frac{V}{\beta_{f(z)} \cdot l_w \cdot R_{wf(z)} \cdot \gamma_{wf(z)} \cdot \gamma_c}.$$

Катет шва принимаем с округлением кратным 2 мм в большую сторону, но не менее 6 мм.

5.3. Пример расчёта и конструирования главной балки

Исходные данные

Балка однопролётная, пролёт $L = 12,0$ м, шаг главных балок $l = 6$ м, шаг второстепенных балок $a = 2$ м; реакции второстепенных балок $V = 177,9$ кН (см. пример расчёта

второстепенной балки). Расчётная схема по рис. 7, где $F = 1,05 \cdot 2 \cdot 177,9 = 373,6$ кН, а на опорах $F_{on} = 1,05 \cdot 177,9 = 186,8$ кН, здесь 1,05 – коэффициент учёта собственного веса главной балки.

Нормативная и расчётная погонная нагрузки для определения минимальной высоты по условию прогиба: $g_{en} = 24,92 \cdot 6 \cdot 1,05 = 157,00$ кН/м; $g_e = 29,65 \cdot 6 \cdot 1,05 = 186,8$ кН/м.

Сталь С255 по ГОСТ 27772-2015 или по [1, табл. В.3]: при $11 \text{ мм} \leq t \leq 20 \text{ мм}$ $R_y = 240 \text{ Н/мм}^2$; при $21 \text{ мм} \leq t \leq 40 \text{ мм}$ $R_y = 230 \text{ Н/мм}^2$; $R_s = 240 \cdot 0,58 = 139,2 \text{ Н/мм}^2$.

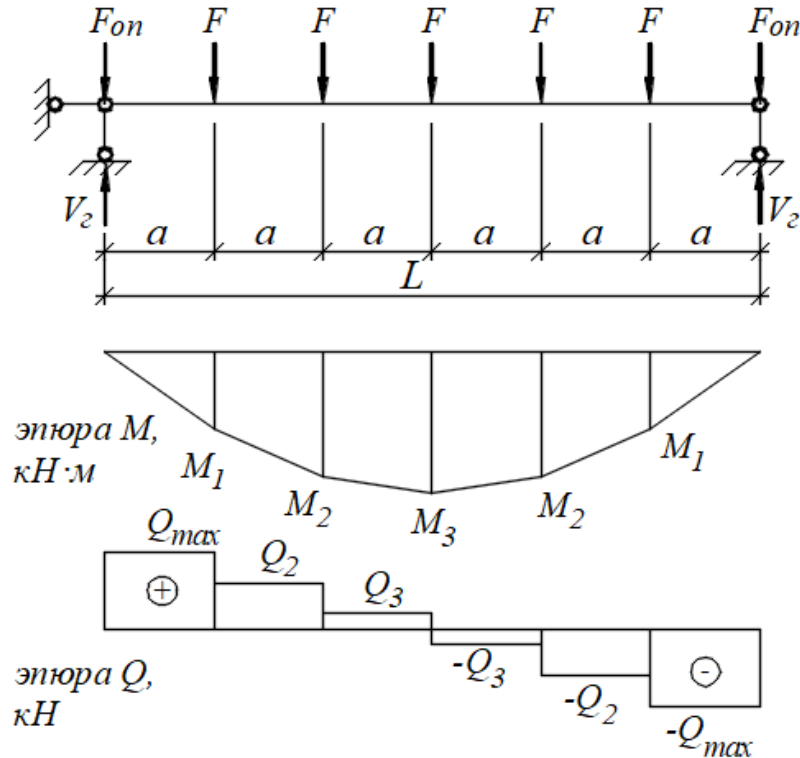


Рис. 7. Расчётная схема и эпюры внутренних усилий в главной балке

Статический расчёт балки

Опорная реакция $V_2 = (373,6 \cdot 5 + 186,8 \cdot 2) / 2 = 1120,8$ кН.

Из уравнений равновесия сил и моментов отсечённых частей балки (отсекаем правее точек приложения реакций второстепенных балок) находим внутренние усилия и строим эпюры изгибающих моментов и поперечных сил (см. рис. 7).

$Q_{\max} = V_2 - F_{on} = 1120,8 - 186,8 = 934$ кН; $Q_2 = Q_{\max} - F = 934 - 373,6 = 560,4$ кН;

$Q_3 = Q_2 - F = 560,4 - 373,6 = 186,8$ кН; $M_1 = (V_2 - F_{on}) \cdot a = (1120,8 - 186,8) \cdot 2 = 1868$ кН·м;

$M_2 = (V_2 - F_{on}) \cdot 2a - Fa = (1120,8 - 186,8) \cdot 2 \cdot 2 - 373,6 \cdot 2 = 2988,8$ кН·м;

$M_3 = (V_2 - F_{on}) \cdot 3a - F \cdot 2a - F \cdot a = (1120,8 - 186,8) \cdot 2 \cdot 2 - 373,6 \cdot 2 \cdot 2 - 373,6 \cdot 2 = 3362,4$ кН·м.

Расчётные усилия в балке: $M_{\max} = M_3 = 3362,4$ кН·м; $Q_{\max} = 934$ кН.

5.3.1. Компонировка сечения

Высота балки в первом приближении $h = L/10 = 12/10 = 1,2$ м.

Определяем требуемый момент сопротивления, считая, что толщина поясов более

$$20 \text{ мм: } W_{x,mp} = \frac{M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{336240}{23 \cdot 1} = 14619 \text{ см}^3.$$

Предварительно толщина стенки главной балки $t_w = 7 + 0,003 \cdot h = 7 + 0,003 \cdot 1200 = 10,6$ мм. Округляем по сортаменту листового проката кратно 2 мм (при толщинах от 10 до 22 мм): $t_w = 12$ мм.

$$h_{onm} = k \sqrt{W_{x,mp} / t_w} = 1,15 \sqrt{14619 / 1,2} = 127 \text{ см, округляем до 130 см.}$$

$$h_{\min} = \frac{5 \cdot R_y \cdot L \cdot g_{zn} \cdot n}{24 \cdot E \cdot g_z} = \frac{5 \cdot 23 \cdot 1200 \cdot 1,57 \cdot 300}{24 \cdot 20600 \cdot 1,868} = 70,4 \text{ см.}$$

Окончательно принимаем высоту главной балки $h = 130$ см.

Минимально допустимая толщина стенки определяется из условия прочности на срез:

$$t_{w(\min)} \geq \frac{1,5 \cdot Q_{\max}}{h_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{1,5 \cdot 934}{0,97 \cdot 130 \cdot 13,92 \cdot 1} = 0,80 \text{ см.}$$

Окончательно принимаем толщину стенки главной балки $t_w = 1,0$ см.

$$I_{x,mp} = \frac{W_{x,mp} \cdot h}{2} = \frac{14619 \cdot 130}{2} = 950235 \text{ см}^4.$$

Ширина полки $b_f = h / 3,5 = 37,1$ см, округлим до 38 см.

$$I_w = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} = \frac{1,0 \cdot (0,97 \cdot 130)^3}{12} = 167095 \text{ см}^4.$$

$$A_f = 2(I_x - I_w) / h^2 = 2(950235 - 167095) / 130^2 = 92,7 \text{ см}^2.$$

$$\text{Толщина полок } t_f = \frac{A_f}{b_f} = \frac{92,7}{38} = 2,44 \text{ см. Окончательно принимаем } t_f = 2,8 \text{ см.}$$

Условие местной устойчивости поясов на этапе компоновки можно проверить приближённо. Для сталей с R_y порядка 230 Н/мм² отношение толщины пояса к его ширине не должно быть менее 1/29, а для более прочных сталей с R_y порядка 315 Н/мм² – не менее 1/25. Для нашего случая получаем $2,8/38 = 0,074 > 1/29 = 0,034$ – местная устойчивость предварительно обеспечена.

После определения толщины полок можно точно вычислить высоту стенки

$$h_w = h - 2t_f = 130 - 2 \cdot 2,8 = 124,4 \text{ см.}$$

Вычисляем геометрические характеристики по формулам (3)...(6) из п. 5.1.2.

$$I_x = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h - t_f}{2} \right)^2 \right) = \frac{1 \cdot 124,4^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{38 \cdot 2,8^3}{12} + 38 \cdot 2,8 \cdot \left(\frac{130 - 2,8}{2} \right)^2 \right) = 1021334,4 \text{ см}^4;$$

$$W_x = \frac{I_x \cdot 2}{h} = 1021334,4 \cdot 2 / 130 = 15712,8 \text{ см}^3;$$

$$S_x = b_f \cdot t_f \cdot \frac{h - t_f}{2} + \frac{h_w \cdot t_w}{2} \cdot \frac{h_w}{4} = 38 \cdot 2,8 \cdot \frac{130 - 2,8}{2} + \frac{124,4 \cdot 1}{2} \cdot \frac{124,4}{4} = 8701,5 \text{ см}^3;$$

$$S_{x,f} = b_f \cdot t_f \cdot \frac{h - t_f}{2} = 38 \cdot 2,8 \cdot \frac{130 - 2,8}{2} = 6767,0 \text{ см}^3.$$

5.3.2. Проверочная часть

Уточняем расчётное сопротивление: оно не изменилось, поскольку толщины полок и стенки остались в принятых в п. 5.3.1 диапазонах.

Проверки прочности выполняем по п. 5.1.3

Проверка по нормальным напряжениям:

$$\frac{M_x}{W_{n,\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{3362,4 \cdot 100}{15712,8 \cdot 23 \cdot 1} = 0,930 < 1,0.$$

Проверка по касательным напряжениям выполняется по варианту для разрезных балок:

$$\frac{Q_{\max} \cdot 1,5}{h_w \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{934 \cdot 1,5}{124,4 \cdot 1 \cdot 13,92 \cdot 1} = 0,81 < 1,0.$$

Проверки прочности *удовлетворяются*.

Проверка общей устойчивости главной балки

Расчётная длина равна шагу второстепенных балок, закрепляющих верхний сжатый пояс главной балки от смещения из плоскости, т.е. $l_{ef} = 2$ м.

$$\text{Условная гибкость сжатого пояса балки } \bar{\lambda}_b = \left(\frac{l_{ef}}{b_f} \right) \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \left(\frac{200}{38} \right) \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 0,18.$$

Проверим, что для значения предельной гибкости пояса $\bar{\lambda}_{ub}$ соблюдаются условия $1 \leq h_0/b_f \leq 6$ и $15 \leq b_f/t_f \leq 35$.

$$1 \leq (127,2/38 = 3,35) \leq 6 - \text{соблюдается,}$$

$$15 \leq (38/2,8 = 13,57) \leq 35 - \text{не соблюдается.}$$

$$\text{Принимаем } b_f/t_f = 15. \text{ Тогда } \bar{\lambda}_{ub} = 0,35 + 0,0032 b_f / t_f + (0,76 - 0,02 b_f / t_f) b_f / h_0 = \\ = 0,35 + 0,0032 \cdot 15 + (0,76 - 0,02 \cdot 15) \cdot 38 / 127,2 = 0,54.$$

$0,18 < 0,54$ – общая устойчивость главной балки *обеспечена*. Умножать на коэффициент $\sqrt{\frac{R_y}{\sigma}}$ и проверять по формуле (7) не требуется, но в учебных целях выполним проверку по формуле (7).

Определяем по [1, прил. Ж] коэффициент φ_b .

Расчётная длина балки $l_{ef} = 2$ м (шаг второстепенных балок).

Момент инерции относительно оси $y - y$

$$I_y = \frac{t_w^3 \cdot h_w}{12} + 2 \cdot \frac{b_f^3 \cdot t_f}{12} = \frac{1^3 \cdot 124,4}{12} + 2 \cdot \frac{38^3 \cdot 2,8}{12} = 25617,3 \text{ см}^4.$$

Вычисляем необходимые коэффициенты:

$$\alpha = 8 \cdot \left(\frac{l_{ef} \cdot t_f}{h_0 \cdot b_f} \right)^2 \left(1 + \frac{0,5 h \cdot t_w^3}{b_f \cdot t_f^3} \right) = 8 \cdot \left(\frac{200 \cdot 2,8}{127,2 \cdot 38} \right)^2 \left(1 + \frac{0,5 \cdot 130 \cdot 1^3}{38 \cdot 2,8^3} \right) = 0,116;$$

$$\text{по [1, табл. Ж.1]} \quad \psi = 2,25 + 0,07 \alpha = 2,25 + 0,07 \cdot 0,116 = 2,258;$$

$$\varphi_1 = \psi \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h_0}{l_{ef}} \right)^2 \left(\frac{E}{R_y} \right) = 2,258 \frac{25617,3}{1021334,4} \left(\frac{127,2}{200} \right)^2 \left(\frac{20600}{23} \right) = 20,52.$$

Согласно [1, п. Ж.2] при $\varphi_1 > 0,85$, $\varphi_b = 0,68 + 0,21 \varphi_1 = 0,68 + 0,21 \cdot 20,52 = 4,99$, но не более 1, следовательно, $\varphi_b = 1$, значит, общая устойчивость обеспечена:

$$\frac{M_{\max}}{\varphi_b \cdot W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{336240}{1 \cdot 15712,8 \cdot 23 \cdot 1} = 0,930 < 1.$$

Проверка деформативности

$$g_{\text{гн}} = 157,00 \text{ кН/м} = 1,57 \text{ кН/см.}$$

$$f_u = \frac{l}{n} = \frac{1200}{250} = 4,8 \text{ см.}$$

Определяем максимальный момент от нормативной нагрузки:

$$M_{n,\max} = M_{\max} \cdot g_{\text{гн}}/g_e = 3362,4 \cdot 157/186,8 = 2826 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

$$f = \frac{5 \cdot M_{n, \max} \cdot L^2}{48 \cdot E \cdot I_x} = \frac{5 \cdot 282\,600 \cdot 1200^2}{48 \cdot 20\,600 \cdot 1\,021\,334,4} = 2,01 \text{ см} < 4,8 \text{ см}.$$

Деформативность не превышает предельную нормативную.

Проверка условий местной устойчивости пояса согласно п. 5.1.4

Предварительно предельная условная гибкость пояса $\bar{\lambda}_{uf} = 0,5$.

$$\text{Фактическая условная гибкость } \bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{(38-1)/2}{2,8} \cdot \sqrt{\frac{23}{20600}} = 0,22 < 0,5.$$

Условие местной устойчивости пояса удовлетворяется.

Проверка местной устойчивости стенки производится по п. 5.4

$$\text{Условная гибкость стенки } \bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{124,4}{1} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 4,25 > 3,5, \text{ значит, про-}$$

верка требуется.

Ставим поперечные рёбра в местах примыкания второстепенных балок. Проверяем условие, что расстояние между рёбрами не должно превышать $2h_w$, если $\bar{\lambda}_w \geq 3,2$. Шаг второстепенных балок 2 м, что меньше, чем $2 \cdot 1,244 = 2,488$ м.

Ширина выступающей части парного ребра $b_r \geq \left(\frac{h_w}{30} + 25 \right) = \left(\frac{1244}{30} + 25 \right) = 66$ мм, конструктивно принимаем 90 мм (см. п. 4.4).

Толщина рёбер $t_r \geq 2b_r \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 90 \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 6,14$ мм. Округляем до 8 мм. Толщина ребра может быть увеличена при проверке прочности узла примыкания второстепенной балки.

Устойчивость стенки проверяем в первом от опоры отсеке (в нашем случае там максимальное значение критерия устойчивости стенки, в общем же случае проверке подлежат все отсеки).

Средние значения изгибающего момента и поперечной силы определяем для более напряжённого участка длиной h_w (рис. 8), так как $a > h_w$.

Поперечная сила на всём участке постоянна, поэтому $Q_{cp} = Q_{\max} = 934$ кН. Изгибающий момент на правой границе отсека равен $M_1 = 1868$ кН·м, на левой — $M_{1a} = (V_2 - F_{on}) \cdot b = (1120,8 - 186,8) \cdot 0,756 = 706,1$ кН·м, где $b = a - h_w = 2 - 1,244 = 0,756$ м. Тогда среднее значение изгибающего момента на участке $M_{cp} = (706,1 + 1868)/2 = 1287,1$ кН·м.

$$\sigma = \frac{M_{cp} \cdot y}{I_x}, y = h_w/2, \sigma = \frac{1287,1 \cdot 100 \cdot 62,2}{1\,021\,334,4} = 7,84 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau = \frac{Q_{cp}}{t_w h_w} = \frac{934}{1 \cdot 124,4} = 7,51 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{cr} = c_{cr} \cdot \frac{R_y}{\lambda_w^2} = 35,5 \cdot \frac{24}{4,25^2} = 47,17 \text{ кН/см}^2; \bar{\lambda}_d = \frac{d}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{124,4}{1} \cdot \sqrt{\frac{24}{20\,600}} = 4,25;$$

$$\mu = 2/1,244 = 1,61; \tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \left(\frac{0,76}{\mu^2} \right) \right) \cdot \frac{R_s}{\lambda_d^2} = 10,3 \cdot \left(1 + \left(\frac{0,76}{1,61^2} \right) \right) \cdot \frac{13,92}{4,25^2} = 9,86 \text{ кН/см}^2.$$

$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} / \gamma_c = \sqrt{\left(\frac{7,84}{47,17}\right)^2 + \left(\frac{7,51}{9,86}\right)^2} / 1 = 0,780 < 1$ – устойчивость стенки главной балки обеспечена.

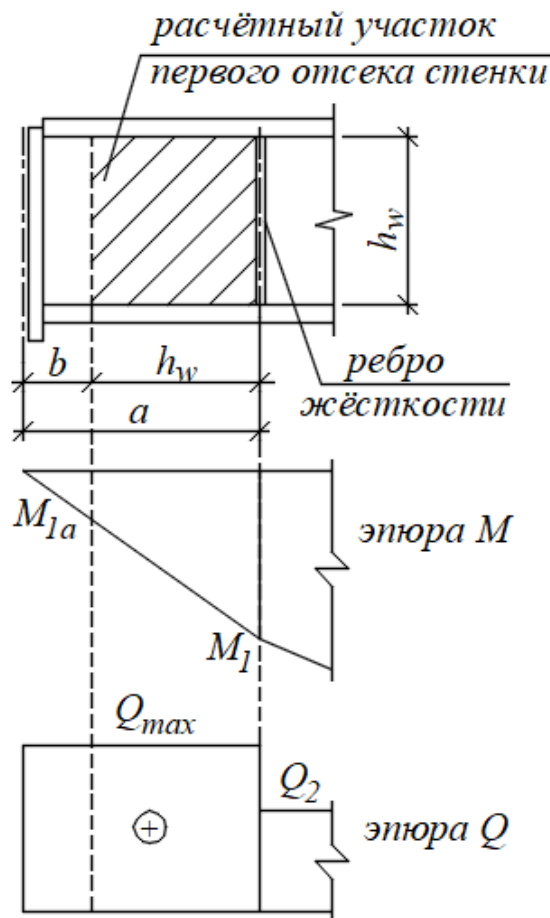


Рис. 8. К проверке местной устойчивости стенки главной балки

5.3.3. Расчёт поясных швов

Определяем погонную сдвигающую силу T на уровне соединения стенки и полки:

$$T = \frac{Q_{\max} \cdot S_{x,f}}{I_x} = \frac{934 \cdot 6767}{1021334,4} = 6,19 \text{ кН/см.}$$

Сварку выполняем в положении «в лодочку» под флюсом автоматом. Для стали с $R_{yn} < 290 \text{ Н/мм}^2$ примем сварочную проволоку диаметром 3 мм марки Св-08А согласно [1, табл. Г.1].

$R_{wf} = 180 \text{ Н/мм}^2 = 18,0 \text{ кН/см}^2$ – расчётное сопротивление металла углового шва по [1, табл. Г.2]. $R_{un} = 370 \text{ Н/мм}^2$ – нормативное сопротивление стали С255 по временному сопротивлению при t от 11 до 40 мм по [1, табл. В3].

По [1, табл. 39] для выбранного способа, положения сварки и диаметра проволоки коэффициенты $\beta_f = 1,1$, $\beta_z = 1,15$ для катета k_f до 16 мм.

$$R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 166,5 \text{ Н/мм}^2 = 16,65 \text{ кН/см}^2.$$

Коэффициенты условий работы равны единице.

Сравниваем прочности сечений по металлам шва и границы сплавления:

$$\beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c = 1,1 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1 = 19,8 \text{ кН/см}^2;$$

$$\beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c = 1,15 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1 = 19,15 \text{ кН/см}^2.$$

Расчёт ведём по более слабому металлу границы сплавления.

Требуемый катет шва определяем из условия прочности поясных соединений при отсутствии локальных напряжений и двухсторонних поясных швах (п. 5.2):

$$k_f \geq \frac{T}{2\beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c} = \frac{6,19}{2 \cdot 19,15} = 0,16 \text{ см} = 1,6 \text{ мм}.$$

Согласно [1, табл. 38] при автоматической сварке сталей с пределом текучести до 285 Н/мм², тавровыми двухсторонними угловыми швами и толщине более толстого из свариваемых элементов от 23 до 32 мм (толщина поясов балки 28 мм) минимальный катет шва составляет 10 мм, таким образом, конструктивно принимаем его 10 мм.

5.3.4. Расчёт опорного ребра главной балки

Как следует из п. 5.2, ширина и толщина опорного ребра имеют ряд ограничений и зависят друг от друга, поэтому назначим вначале толщину равной минимальной, т.е. $t_r = 16$ мм.

Расчётное сопротивление смятию торца ребра определяем по [1, табл. В.6] в зависимости от временного сопротивления стали. Для сталей С245 и С255 при толщинах от 11 до 20 мм можно принять $R_u = 360$ Н/мм², $R_p = 351$ Н/мм².

1. Из условия прочности торца ребра на смятие:

$$A_r \geq 1,5V_e / (R_p \gamma_c) = 1,5 \cdot 1120,8 / (35,1 \cdot 1) = 47,90 \text{ см}^2,$$

$$b_s \geq A_r / t_r = 47,90 / 1,6 = 29,94 \text{ см} - \text{это значение не меньше минимального } 200 \text{ мм}.$$

Принимаем ширину опорного ребра $b_s = 30$ см. При этом $b_r = (30 - 1) / 2 = 14,5$ см – ширина выступающей части.

$$2. \text{ Из условия местной устойчивости } t_r \geq 3 \cdot b_r \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 3 \cdot 14,5 \cdot \sqrt{\frac{24}{20\,600}} = 1,48 \text{ см}.$$

Из этих двух условий принимаем толщину опорного ребра 1,6 см. Выступ ребра ниже нижнего пояса не более $1,5 \cdot 1,6 = 2,4$ см. Примем 20 мм.

Проверяем на устойчивость из плоскости балки условную стойку (см. рис. 5), включающую опорное ребро и часть стенки длиной $c = 0,65 \cdot t_w \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,65 \cdot 1 \cdot \sqrt{\frac{20600}{24}} = 19,04$ см:

$$A = b_s \cdot t_r + 0,65 \cdot t_w^2 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 30 \cdot 1,6 + 0,65 \cdot 1 \cdot \sqrt{\frac{20\,600}{24}} = 67,04 \text{ см}^2;$$

$$I_y = \frac{t_r \cdot b_s^3}{12} + \frac{c \cdot t_w^3}{12} = \frac{1,6 \cdot 30^3}{12} + \frac{19,04 \cdot 1}{12} = 3602 \text{ см}^4; i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{3602}{67,04}} = 7,33 \text{ см};$$

$$\bar{\lambda} = \frac{h_w}{i_y} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{124,4}{7,33} \cdot \sqrt{\frac{24}{20\,600}} = 0,58.$$

По [1, табл. Д.1] при типе сечения «с» для условных гибкостей 0,4 и 0,6 находим значения коэффициента φ , равные 0,984 и 0,956 соответственно. Линейную интерполяцию можно выполнить онлайн на сайте BL2.ru [8], получаем 0,9588.

$$\frac{V_e}{A \cdot \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1120,8}{67,04 \cdot 0,9588 \cdot 24 \cdot 1} = 0,73 < 1 - \text{устойчивость опорного ребра обеспечена}.$$

Расчёт угловых сварных швов крепления опорного ребра к стенке начнём с назначения катета $k_f = 0,8t_w = 0,8 \cdot 1 = 0,8$ см. Фактическая длина одного шва вдоль стенки равна высоте стенки балки, т.е. 124,4 см. Однако максимальная расчётная длина швов ограничена условием $l_w \leq 85 \cdot \beta_f k_f$.

Сварку выполняем в нижнем положении в углекислом газе механизированным способом сварочной проволокой диаметром 2 мм марки Св-08Г2С согласно [1, табл. Г.1].

$R_{wf} = 215 \text{ Н/мм}^2 = 21,5 \text{ кН/см}^2$ – расчётное сопротивление металла углового шва по [1, табл. Г.2].

$R_{un} = 370 \text{ Н/мм}^2$ – нормативное сопротивление стали С245 по временному сопротивлению по [1, табл. В5].

По [1, табл. 39] для выбранного катета 8 мм, способа сварки и диаметра проволоки $\beta_f = 0,9$, $\beta_z = 1,05$.

$$R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 166,5 \text{ Н/мм}^2 = 16,65 \text{ кН/см}^2.$$

Коэффициенты условий работы равны единице.

Сравниваем прочности сечений по металлам шва и границы сплавления:

$$\beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c = 0,9 \cdot 21,5 \cdot 1 \cdot 1 = 19,35 \text{ кН/см}^2;$$

$$\beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c = 1,05 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1 = 17,48 \text{ кН/см}^2.$$

Расчёт ведём по металлу границы сплавления. Тогда $l_w = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,8 = 61,2$ см.

Условие прочности швов:

$$\frac{V_z}{2 \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot l_w \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c} \leq 1.$$

Подставим значения параметров:

$$\frac{1120,8}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,8 \cdot 61,2 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1} = 0,65 < 1 \text{ – прочность обеспечена.}$$

5.3.5. Расчёт сварного соединения второстепенной балки с главной

Согласно п. 5.2 и рис. 6 длина шва определяется высотой стенки второстепенной балки $l_w = 0,85h - 1 = 0,85 \cdot 40 - 1 = 33$ см, где h – высота прокатной балки.

Сварку выполняем вручную на монтаже в вертикальном положении. Для стали с $R_{yn} < 290 \text{ Н/мм}^2$ принимаем электроды типа Э42 или Э42А согласно [1, табл. Г.1].

$R_{wf} = 180 \text{ Н/мм}^2 = 18,0 \text{ кН/см}^2$ – расчётное сопротивление металла углового шва для данных электродов по [1, табл. Г.2].

$R_{un} = 370 \text{ Н/мм}^2$ – нормативное сопротивление стали С245 по временному сопротивлению при $t < 21$ мм (толщина стенки второстепенной балки 8 мм) по [1, табл. В5], а для ребра главной балки (из стали С255 толщиной 8 мм) по [1, табл. В3] $R_{un} = 380 \text{ Н/мм}^2$. Примем меньшее значение $R_{un} = 370 \text{ Н/мм}^2$.

По [1, табл. 39] для выбранного способа, положения сварки и диаметра проволоки коэффициенты $\beta_f = 0,7$, $\beta_z = 1,0$ для любых катетов k_f .

$$R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 166,5 \text{ Н/мм}^2 = 16,65 \text{ кН/см}^2.$$

Коэффициенты условий работы равны единице.

Сравниваем прочности сечений по металлам шва и границы сплавления:

$$\beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c = 0,7 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1 = 12,6 \text{ кН/см}^2;$$

$$\beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c = 1,0 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1 = 16,65 \text{ кН/см}^2.$$

Расчёт ведём по более слабому металлу шва.

При проектировании рёбер главных балок и вспомогательных балок из одной стали требуемый катет сварного шва

$$k_f \geq \frac{V}{\beta_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} \geq \frac{177,9}{0,7 \cdot 33 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} \geq 0,43 \text{ см} \geq 5 \text{ мм},$$

где V – опорная реакция второстепенной балки.

Проверяем достаточность данного катета по [1, табл. 38]. При ручной сварке сталей с пределом текучести до 285 Н/мм², нахлесточном соединении и толщине более толстого из свариваемых элементов от 6 до 10 мм (толщина ребра и стенки второстепенной балки 8 мм) минимальный катет шва составляет 4 мм. Окончательно принимаем катет, округляя кратно 2 мм, равным 6 мм.

6. РАСЧЁТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТЫХ КОЛОНН

6.1. Алгоритм расчёта

Проектирование колонн производится в следующем порядке:

1. Эскизная разработка конструкции колонны с определением условия опирания на фундамент и назначением схемы вертикальных связей.
2. Выбор расчётной схемы:
 - определение расчётной сжимающей силы N ;
 - определение расчётных длин колонн в плоскости и из плоскости главных балок ($l_{ef,x}$ и $l_{ef,y}$ соответственно) с учётом условий закрепления.
3. Компонировка сечения колонны:
 - выбор типа сечения;
 - определение генеральных размеров сечения;
 - назначение параметров решётки в сквозных колоннах.
4. Проверка сечения колонны.
5. Расчёт и конструирование оголовка колонны.
6. Расчёт и конструирование базы колонны.

6.1.1. Выбор расчётной схемы и типа сечения

Определение расчётной сжимающей силы на колонну производится суммированием опорных реакций главных балок V_z : в случае опирания двух однопролётных балок $N = 2 \cdot k \cdot V_z$ (V_z – опорная реакция главной балки – см. п. 5.3); для консольных $N = k \cdot V_z$. Здесь k – коэффициент, учитывающий собственный вес колонны, $k = 1,02$.

Условия опирания колонн на фундаменты и схема связей по колоннам определяются следующими требованиями. Необходимо обеспечить геометрическую неизменяемость сооружения в плоскости и из плоскости главных балок (см. раздел 1). Из плоскости главных балок геометрическая неизменяемость, как правило, обеспечивается установкой связей по колоннам. В плоскости главных балок – либо жёстким сопряжением колонн с фундаментами, либо путём прикрепления главных балок к несмещаемым точкам (каркасу здания цеха и т.п.). При этом необходимо стремиться к обеспечению равноустойчивости колонн: $i_x / i_y = l_{ef,x} / l_{ef,y}$. Это достигается путём рационального выбора типа сечения и правильной ориентации его в плане сооружения. Так, при проектировании колонн двутаврового сечения целесообразно располагать стенку колонны в плоскости стенки главной балки, а сечение сквозной колонны следует ориентировать таким образом, чтобы материальная ось также находилась в плоскости стенки главной балки. При необходимости можно уменьшать расчётную длину колонн из плоскости главных балок ($l_{ef,y}$) путём постановки дополнительных распорок, прикрепляющих колонну к жёсткому связевому диску.

Геометрическую длину колонны l_k определяют по формуле

$$l_k = H - (t_{nl} + h) + 0,6 \text{ м},$$

где H – отметка верха железобетонной плиты настила;

t_{nl} – толщина железобетонной плиты настила;

h – высота главной балки на опоре;

0,6 м – величина заглубления низа опорной плиты базы колонны относительно отметки чистого пола (см. рис. 1).

Расчётные длины колонны (рис. 9): $l_{ef,x} = \mu_x \cdot l_k$; $l_{ef,y} = \mu_y \cdot l_k$; μ_x и μ_y – коэффициенты приведения длины колонны, устанавливаются по [1].

Поперечное сечение колонны в данном проекте рекомендуется применять двух типов:

1) сплошное двутавровое составное;

2) сквозное, составленное из двух прокатных швеллеров на планках (см. рис. 11).

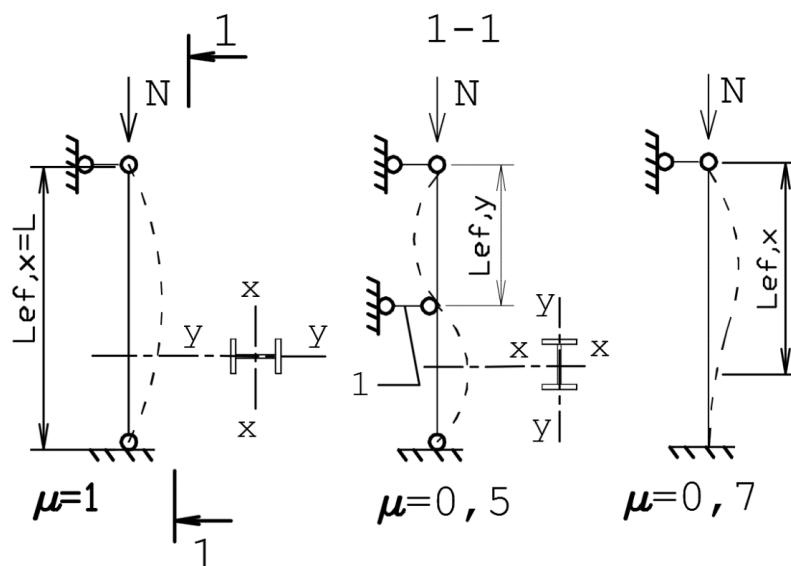


Рис. 9. Расчётные схемы колонны в двух плоскостях: μ – коэффициент расчётной длины ($\mu = l_{ef}/l_k$); 1 – связь из плоскости, создаваемая распоркой (справа – вариант жёсткого сопряжения с фундаментом)

Применение сквозного сечения ограничивается максимально возможным калибром швеллеров, поэтому его обычно применяют при $N < 2500$ кН. При больших N стержень колонны конструируют в виде составного сварного двутавра.

6.1.2. Компоновка сечения сплошностенчатой колонны

Общая устойчивость элементов сплошного сечения при центральном сжатии силой N , удовлетворяющих требованиям [1, п.п. 7.3.2–7.3.9] (местная устойчивость стенки, наличие поперечных рёбер жёсткости и др.), обеспечена неравенством

$$\frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (7)$$

где φ – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, определяемый по [1, табл. Д.1] (фрагмент дан в табл. 7) в зависимости от типа сечения (тип «b» по [1, табл. 7]) и максимальной условной гибкости стойки относительно оси x или y

$$\bar{\lambda} = \frac{l_{ef}}{i} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad (\text{гибкость } \lambda = \frac{l_{ef}}{i} \text{ выбирается максимальной из двух (относительно оси } x \text{ или } y)).$$

Исходя из приведённого выше неравенства, требуемая площадь поперечного сечения колонны $A_{mp} \geq \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}$. При заданной стали и условиях работы (коэффициент γ_c по [1,

табл. 1)) коэффициент φ на этапе компоновки определяют по предварительно заданной условной гибкости $\bar{\lambda}_3$, значения которой (из опыта проектирования) можно принимать по табл. 3, а её промежуточные значения – по линейной интерполяции.

Таблица 3

Предварительные значения условной гибкости колонны

Сплошностенчатые колонны	N , кН	1000	1500	2500	3500	4500
	$\bar{\lambda}_3$	2,38/3,68	1,84/3,16	1,57/2,69	1,36/2,34	1,17/2,27
Сквозные колонны	N , кН	500	1000	1500	2000	2500
	$\bar{\lambda}_3$	2,30/4,20	2,10/3,42	1,71/2,87	1,44/2,60	2,30/нет

Примечание. В числителе значения для колонн с расчётной длиной 6м, в знаменателе 12м. При этом в сплошностенчатых колоннах расчётная длина из плоскости в 2 раза меньше за счёт распорки посередине длины.

Используя приближённую зависимость между радиусами инерции и габаритами сечения, оценивают ориентировочные размеры двутавра:

$$h = \frac{i_x}{0,42}, \quad b_f = \frac{i_y}{0,24}, \quad \text{где} \quad i_x = \frac{l_{ef,x}}{\lambda_3}, \quad i_y = \frac{l_{ef,y}}{\lambda_3}. \quad \text{Здесь} \quad \lambda_3 = \bar{\lambda}_3 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}.$$

Рекомендуется назначать эти размеры кратными 2 см. Высоту h принимать не меньше ширины. Высоту стенки колонны предварительно принимаем $h_w = 0,95 \cdot h$. Толщину стенки колонны t_w назначают из условия обеспечения в последующем местной устойчивости и в соответствии с сортаментом листового проката. Устойчивость стенки центрально-сжатого элемента считается обеспеченной, если условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ не превышает

значений предельной условной гибкости $\bar{\lambda}_{uw}$, определяемой по [1, табл. 9]. Для двутавровых сечений при $\bar{\lambda} \leq 2$ $\bar{\lambda}_{uw} = 1,3 + 0,15\bar{\lambda}^2$, а при $\bar{\lambda} > 2$ $\bar{\lambda}_{uw} = 1,2 + 0,35\bar{\lambda} \leq 2,3$. На этапе компоновки

$\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_3$. Тогда устойчивая стенка определится условием $t_w \geq \frac{h_w}{\bar{\lambda}_{uw}} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$.

Полученную толщину округляем в большую сторону по сортаменту листового проката кратно 2 мм и принимаем не менее 6 мм.

Требуемая площадь пояса колонны $A_f = 0,5 \cdot (A_{тр} - t_w \cdot h_w)$.

Согласно [1, п. 7.3.8 и табл. 10] устойчивость поясных листов центрально-сжатых двутавров обеспечена, если условная гибкость свеса пояса (полки) $\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ не превышает

предельной условной гибкости свеса пояса $\bar{\lambda}_{uf} = 0,36 + 0,10\bar{\lambda}$, где $\bar{\lambda}$ – условная гибкость колонны (см. формулу (7)). При этом следует обратить внимание на то, что в примечании к [1, табл. 10] ошибочно указано требование умножить на 1,5 значение предельной условной гибкости неокаймлённого свеса пояса. Свес пояса b_{ef} (рис. 10) приблизительно равен половине

ширины полки $b_{ef} \approx \frac{b_f}{2}$. Тогда требуемая толщина пояса $t_f \geq \frac{A_f}{b_f}$, а с учётом обеспечения

местной устойчивости пояса двутаврового или таврового сечений предварительно $t_f \geq \frac{b_f}{2 \cdot (0,36 + 0,1\bar{\lambda})} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$, где при $\bar{\lambda} < 0,8$ и $\bar{\lambda} > 4$ принимать $\bar{\lambda} = 0,8$ и $\bar{\lambda} = 4$ соответственно.

На этапе компоновки $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_3$. Толщина пояса назначается с учётом сортамента на листовую

сталь и округляется в большую сторону кратно 2 мм при толщине до 22 мм, а далее – с учётом прокатываемых толщин: 25, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50 мм.

После окончательного формирования сечения колонны определяем фактические геометрические характеристики сечения: A , I_x , I_y , i_x , i_y .

Расчётные параметры колонны приведены на рис. 10.

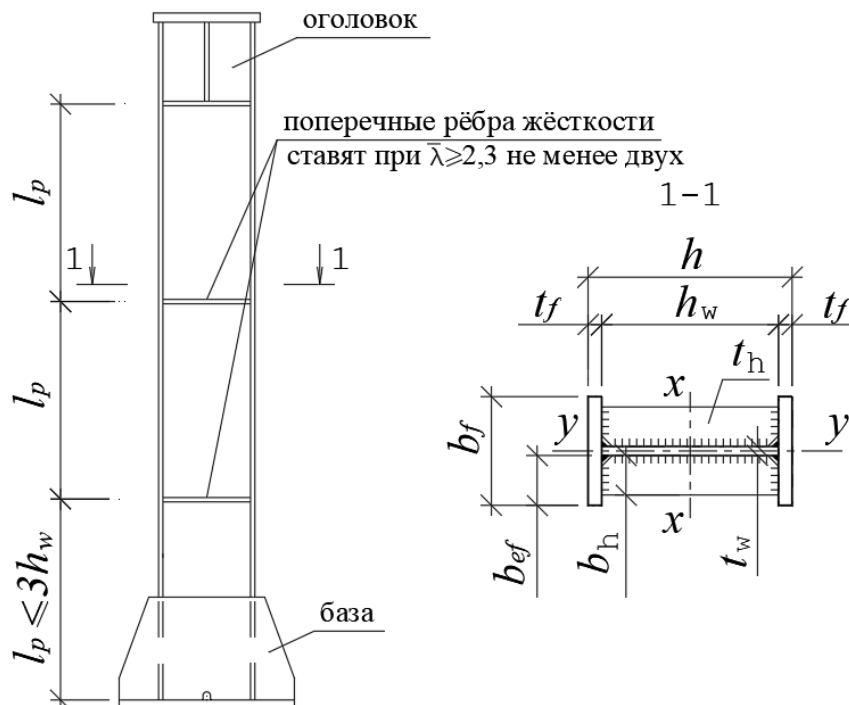


Рис. 10. Расстановка рёбер и расчётные параметры колонны

Площадь $A = 2 \cdot b_f \cdot t_f + h_w \cdot t_w$. (8)

Момент инерции I_x по формуле (3).

Момент инерции $I_y = \frac{h_w \cdot t_w^3}{12} + 2 \cdot \frac{t_f \cdot b_f^3}{12}$. (9)

Радиус инерции относительно оси x $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$. (10)

Радиус инерции относительно оси y $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$. (11)

6.1.3. Проверки сечения сплошностенчатой колонны

В зависимости от толщины полки уточняется расчётное сопротивление стали по пределу текучести R_y .

Далее следуют проверки:

1. *Общей устойчивости* по формуле (7) из п. 6.1.2.
2. *Местной устойчивости стенки*: $\bar{\lambda}_w \leq \bar{\lambda}_{uw}$ (см. п. 6.1.2).
3. *Местной устойчивости полки* (для прокатных профилей местные устойчивости не проверяются): $\bar{\lambda}_f \leq \bar{\lambda}_{uf}$ (см. п. 6.1.2).

4. *Предельной гибкости*: гибкости колонны в обеих плоскостях не должны превышать предельную гибкость, т.е. $\lambda_x \leq \lambda_u$ и $\lambda_y \leq \lambda_u$. Предельная гибкость колонны $\lambda_u = 180 - 60\alpha$, где

$$\alpha = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c \cdot A \cdot \varphi}, \text{ причём } \alpha \geq 0,5.$$

5. *Прочности*: производится только при наличии ослабления сечения.

При $\bar{\lambda} \geq 2,3$ расставляем поперечные рёбра жёсткости (см. рис. 10).

6.1.4. Компоновка сечения сквозной колонны

Расчёт ведётся в соответствии с [1, п. 7.2]. Вначале определяем наименьший номер прокатного швеллера, удовлетворяющего условию устойчивости относительно материальной оси

$x-x$ (рис. 11). Для этого вычисляем требуемую площадь одной ветви $A_{e,mp} = \frac{N}{2 \cdot \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}$, где

коэффициент φ определяется по табл. 7 для типа сечения «b» согласно [1, п. 7.2.2]. При этом предварительно задаёмся условной гибкостью $\bar{\lambda}_3$ (см. табл. 3). Таблица 7 – это выписка из [1,

табл. Д.1]. Кроме того, вычисляем требуемый радиус инерции $i_{x,mp} = \frac{l_{ef,x}}{\lambda_3}$, где $\lambda_3 = \bar{\lambda}_3 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$, а

$l_{ef,x}$ (см. п.п. 6.1.1, 6.1.2), но, в соответствии с обозначением осей поперечного сечения на рис. 11, расчётная длина в плоскости главных балок будет $l_{ef,y}$, а из плоскости – $l_{ef,x}$.

Полученные значения $A_{e,тр}$ и $i_{x,тр}$ используем для подбора сечения ветви с минимально возможной площадью по сортаменту. Для выбранного номера швеллера выписываем геометрические характеристики: $A_e, I_{xe}, I_{ye}, i_{xe}, i_{ye}, z_0, h, b_f$ (см. рис. 11).

Задаваясь условной гибкостью отдельной ветви относительно собственной оси 1–1

$\bar{\lambda}_1 \leq 1,4 \left(\bar{\lambda}_1 = \lambda_1 \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \text{ откуда } \lambda_1 = \bar{\lambda}_1 \sqrt{\frac{E}{R_y}} \right)$ и шириной планки $d_s = 150 \dots 300$ мм, находим ко-

личество планок на колонне $m \geq \frac{l_k}{(\lambda_1 \cdot i_1 + d_s)} - 1$, где $i_1 = i_{ye}$ – радиус инерции ветви относи-

тельно собственной оси 1–1. Полученное значение m округляем до целого в большую сторону (m должно быть не менее 5, иначе следует уменьшить ширину планки) и находим длину ветви

между планками $l_e = \frac{l_k}{m+1} - d_s$. Фактическая гибкость ветви относительно оси 1–1 $\lambda_1 = \frac{l}{i_1}$, где

$l = l_e - d_s$ – расчётная длина ветви на участке между сварными швами соседних планок и ко-

лонны относительно оси $x-x$: $\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x}$.

Для нахождения ширины сечения используют условие равноустойчивости $\lambda_x = \lambda_{ef,y}$,

где предварительное значение $\lambda_{ef,y} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}$, откуда $\lambda_y = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_1^2}$ и требуемый радиус

инерции $i_{y,mp} = \frac{l_{ef,y}}{\lambda_y}$. Используя известную приближенную зависимость между радиусом инер-

ции и габаритом сечения, находим значение $b_{mp} = \frac{i_{y,mp}}{0,44}$. При этом полученный размер b дол-

жен обеспечивать необходимый зазор между кромками полок ветвей: $b \geq 2b_f + 100$ мм.

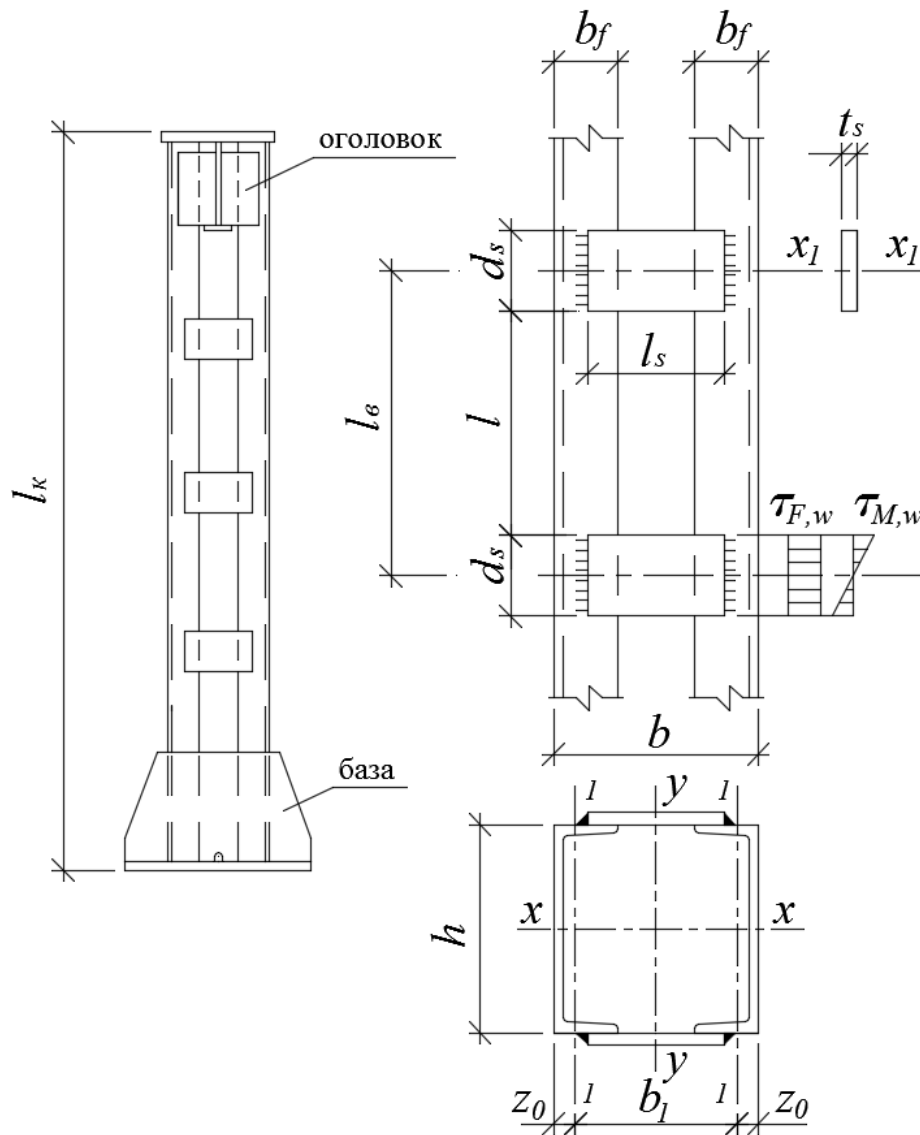


Рис. 11. Расчётные параметры сквозной колонны

Планки конструируют следующим образом. Для обеспечения работы колонны как безраскосной фермы планки должны обладать достаточной изгибной жёсткостью относительно собственной оси $x_1 - x_1$, поэтому высота планки $d_s = (0,5 \dots 0,8)b$. Длина планки l_s назначается такой, чтобы нахлест на каждую ветвь был не менее $5t$, где t – наименьшая толщина соединяемых элементов. Толщину планки назначают в пределах $6 \dots 12$ мм таким образом, чтобы обеспечить её местную устойчивость: $t_s \approx \left(\frac{1}{10} \dots \frac{1}{25} \right) d_s$, $t_s \geq \frac{l_s}{50}$.

Затем определяют фактические геометрические характеристики сечения сквозной колонны: $A = 2A_{\text{с}}$, $I_x = 2I_{x\text{с}}$, $I_y = 2 \cdot \left[I_{y\text{с}} + A_{\text{с}} \cdot \left(\frac{b_l}{2} \right)^2 \right]$, $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$, $i_x = i_{x\text{с}}$.

6.1.5. Проверки сечения сквозной колонны

Уточняется расчётное сопротивление стали по пределу текучести R_y в зависимости от толщины полки швеллера. Определяются гибкости относительно главных осей сечения:

$$\lambda_x = \frac{l_{\text{ef},x}}{i_x}; \lambda_y = \frac{l_{\text{ef},y}}{i_y}; \lambda_{\text{ef},y} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82(1+n)\lambda_1^2}.$$

Здесь $\lambda_1 = \frac{l}{i_1}$ и $n = \frac{I_{e1} b_1}{I_s l_e}$, где $I_{e1} = I_{ye}$ – момент инерции ветви относительно её оси 1–1 (в сор-таменте это ось y – y); $I_s = t_s \cdot d_s^3 / 12$ – момент инерции планки относительно её оси x_1 – x_1 (см. рис. 11).

Проводят проверки гибкости и общей устойчивости стержня колонны по тем же формулам, что и для колонн сплошного сечения с той лишь разницей, что вместо $\bar{\lambda}_y$ используют $\bar{\lambda}_{ef,y}$. При этом число панелей (т.е. расстояний между осями планок) должно быть не менее 6 (т.е. не менее 5 планок).

Расчёт планок центрально-сжатых колонн и их соединений ведут по [1, п.п. 7.2.7, 7.2.8] на усилия, возникающие от условной поперечной силы, которую принимают постоянной по всей длине колонны:

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \cdot \frac{N}{\varphi},$$

где φ – коэффициент устойчивости при центральном сжатии (для сечения типа «b»), принимаемый в плоскости соединительных элементов по $\bar{\lambda}_{ef,y}$.

Условная поперечная сила распределяется поровну между планками двух граней: $Q_s = \frac{Q_{fic}}{2}$. В каждой планке возникает поперечная срезающая сила $F_s = Q_s \cdot \frac{l_e}{b_1}$ и изгибающий момент в месте прикрепления к ветвям $M_s = Q_s \cdot \frac{l_e}{2}$.

Проверка прочности планок:

– по нормальным напряжениям от изгиба:

$$\sigma = \frac{M_s}{W_s} \leq R_y \cdot \gamma_c, \text{ где } W_s = \frac{t_s \cdot d_s^2}{6};$$

– по касательным напряжениям от срезающей силы:

$$\tau_{xy} = \frac{F_s \cdot 1,5}{d_s \cdot t_s} \leq R_s \cdot \gamma_c.$$

Если проверка не выполняется, то целесообразно увеличить d_s .

Сварные угловые швы, прикрепляющие планки к ветвям колонны, проверяют на равнодействующее касательное напряжение от изгиба и среза шва по формулам:

– проверка прочности по металлу шва:

$$\sqrt{\tau_{M,wf}^2 + \tau_{F,wf}^2} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c, \text{ где } \tau_{M,wf} = \frac{6 \cdot M_s}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w^2};$$

– проверка прочности по границе сплавления:

$$\tau_{F,wf} = \frac{F_s}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w} \quad \text{и} \quad \sqrt{\tau_{M,wz}^2 + \tau_{F,wz}^2} \leq R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c;$$

$$\tau_{M,wz} = \frac{6 \cdot M_s}{\beta_z \cdot k_f \cdot l_w^2}; \quad \tau_{F,wz} = \frac{F_s}{\beta_z \cdot k_f \cdot l_w},$$

где β_f, β_z – коэффициенты, принимаемые по [1, табл. 39]; l_w – расчётная длина сварного шва, $l_w = d_s - 1$ см; k_f – катет шва, принимают в пределах $6 \text{ мм} \leq k_f \leq 1,2 t_s$.

Остальные величины и коэффициенты определяются по [1, п. 14.1] (пример см. п.п. 5.3.3–5.3.5, п. 6.4). Стержень колонны должен укрепляться от закручивания сплошными диафрагмами из листа толщиной 8...12 мм (см. [5, раздел 10.3]), располагаемыми у концов опорного элемента и по длине колонны не реже чем через 4 м. Толщину диафрагм принять по условию $t_d \geq \frac{b}{50}$. Диафрагмами служат также опорные плиты базы и оголовка колонны.

6.2. Конструирование и расчёт оголовка колонны

Нагрузка от опорных рёбер главных балок передаётся на колонну через опорную плиту толщиной t не менее 20 мм (конструктивно) и габаритами на 15...20 мм больше габаритов поперечного сечения колонны, затем на стенку колонны через вертикальные рёбра оголовка высотой h_s (рис. 12). Ширина рёбер оголовка назначается из условия $b_p \geq b_s + 2t$, где b_s – ширина опорного ребра главной балки. Пояса балки могут быть шире опорного ребра балки. Рёбра могут выходить за габарит ширины колонны и за габарит опорной плиты для крепления связей. Как правило, верхние торцы опорных ребер колонны строгать. В этом случае катеты сварных швов, прикрепляющих опорную плиту к торцу колонны, принимаются конструктивно минимальными по [1, табл. 38], исходя из толщин соединяемых элементов.

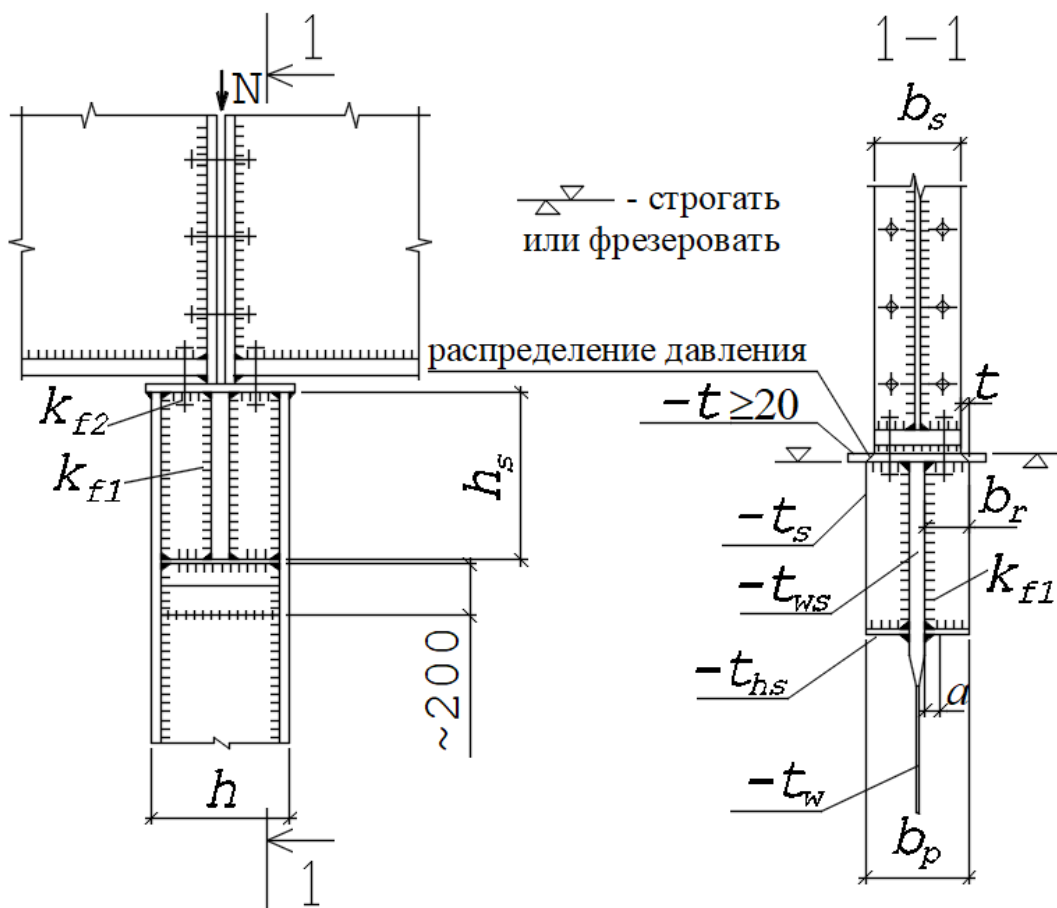


Рис. 12. Конструкция оголовка колонны

Катеты сварных швов, прикрепляющих вертикальные рёбра к стенке колонны k_{f1} , являются расчётными. Предварительно принимаем их минимальными, исходя из толщин соединяемых элементов по [1, табл. 38], но не менее 6 мм. В нашем случае рекомендуется принимать $k_{f1} = 8...12$ мм (начиная с меньшего значения).

Высоту ребер h_s назначаем из условия прочности сварных швов, крепящих рёбра к стенке колонны, но не менее $0,6h$, где h – высота сечения колонны:

$$h_s \geq \frac{l_{w,mp}}{4},$$

где $l_{w,mp}$ – требуемая суммарная длина сварных швов, $l_{w,mp} = \frac{1,5N}{\beta_f \cdot k_{f1} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c}$ или

$$l_{w,mp} = \frac{1,5N}{\beta_z \cdot k_{f1} \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c} \text{ (большая из двух).}$$

Здесь и далее коэффициент 1,5 учитывает возможную неравномерность распределения напряжений в рёбрах и швах из-за отклонения опорной плиты колонны от горизонтали; N – продольная сила в колонне; параметры в знаменателе, кроме γ_c , относятся к характеристикам сварных швов и определяются по [1, п. 14.1], и упомянуты выше.

Принятая высота ребра ограничивается величиной $h_s \leq 85 \cdot \beta_f \cdot k_{f1}$.

Толщина рёбер t_s принимается большей из трёх условий:

1. Из условия прочности на срез самих рёбер:

$$t_s \geq \frac{1,5 \cdot Q}{h_s \cdot R_s \cdot \gamma_c},$$

где $Q = N/2$; $R_s = 0,58 \cdot R_y$.

2. Из условия смятия верхних торцов рёбер:

$$t_s \geq \frac{1,5 \cdot N}{R_p \cdot b_{cm}},$$

где R_p – сопротивление стали смятию (см. п. 5.2); b_{cm} – расчётная длина площадки смятия, $b_{cm} = b_s + 2t$. Здесь b_s – ширина опорного ребра балки; t – толщина опорной плиты в оголовке колонны.

3. Из условия местной устойчивости рёбер:

$$t_s \geq 2 \cdot b_r \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

где b_r – ширина одного ребра.

Толщину стенки колонны в пределах оголовка определяем из условия прочности её на срез по сечениям между двумя парами сварных швов, крепящих вертикальные рёбра оголовка к стенке колонны. Таких сечений два, поэтому силу делим на 2:

$$t_{ws} \geq \frac{N}{2 \cdot h_s \cdot R_s \cdot \gamma_c}.$$

Низ вертикальных рёбер обрамляется горизонтальными поперечными рёбрами, чтобы придать жёсткость вертикальным рёбрам, поддерживающим опорную плиту, и укрепить от потери устойчивости стенку стержня колонны. Толщину горизонтальных рёбер t_{hs} принимать не менее $1/3$ толщины самого толстого элемента колонны в пределах оголовка и не менее 6 мм.

6.3. Конструирование и расчёт базы колонны

Конструкция базы должна обеспечивать равномерную передачу нагрузки от колонны на фундамент и принятое в расчётной схеме соединение колонн с фундаментами – жёсткое или шарнирное, а также простоту монтажа колонн. Возможные варианты конструктивного

оформления баз колонн приведены в [4–7]. В настоящем курсовом проекте рекомендуется применять базу с траверсами (рис. 13, 14), служащими для передачи усилия с поясов колонны на опорную плиту.

Расчётными параметрами базы являются размеры опорной плиты в плане $L_{пл}$, $B_{пл}$, её толщина $t_{пл}$, высота траверсы $h_{тр}$, катеты швов k_f .

Размеры опорной плиты определяют из условия прочности бетона фундамента в предположении равномерного распределения давления под плитой.

Требуемая площадь плиты

$$A_{пл} = \frac{N}{R_{\phi}},$$

где N – продольная сила в колонне; R_{ϕ} – расчётное сопротивление бетона фундамента:

$$R_{\phi} = R_b \cdot \sqrt[3]{\frac{A_{\phi}}{A_{пл}}}. \text{ Здесь отношение площади фундамента к площади плиты } \frac{A_{\phi}}{A_{пл}} \text{ можно}$$

принимать предварительно равным 1,2; R_b – расчётное сопротивление бетона сжатию принимается в зависимости от класса бетона (табл. 4).

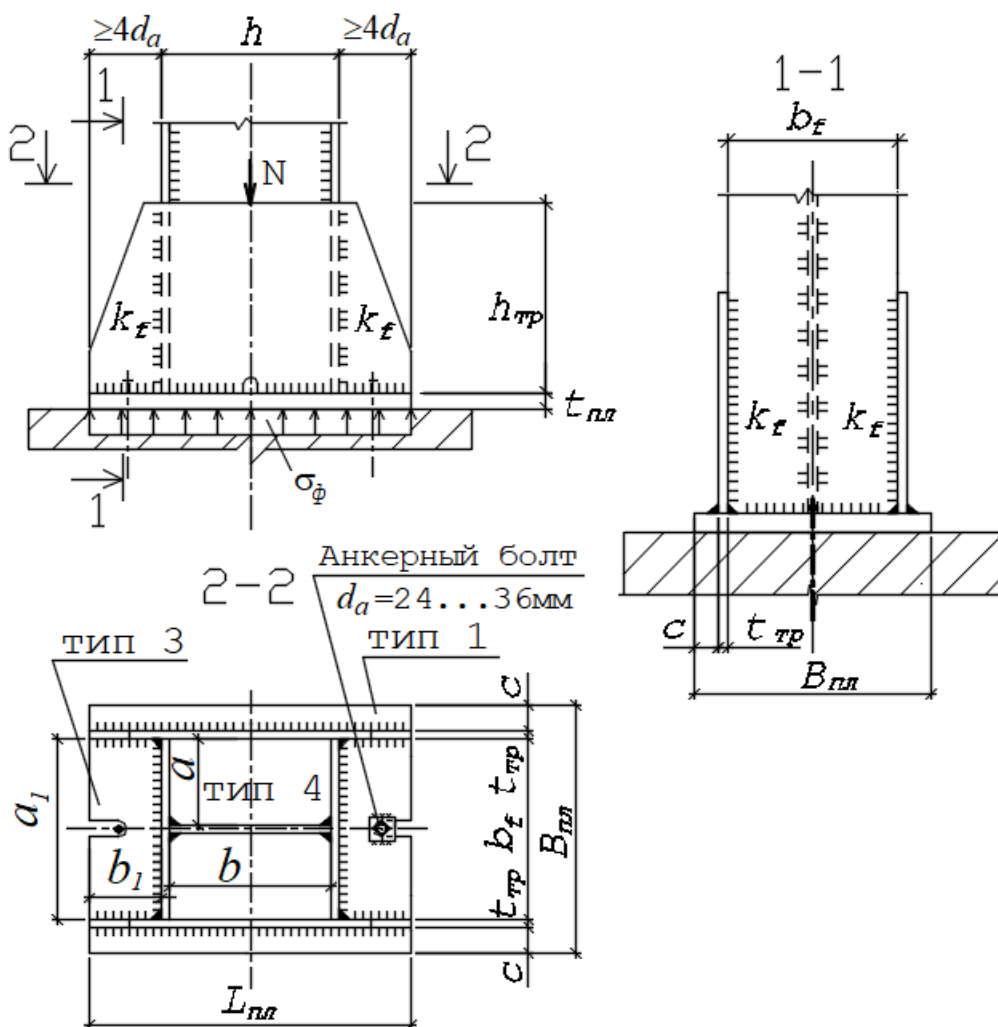


Рис. 13. К расчёту и конструированию шарнирной базы колонны

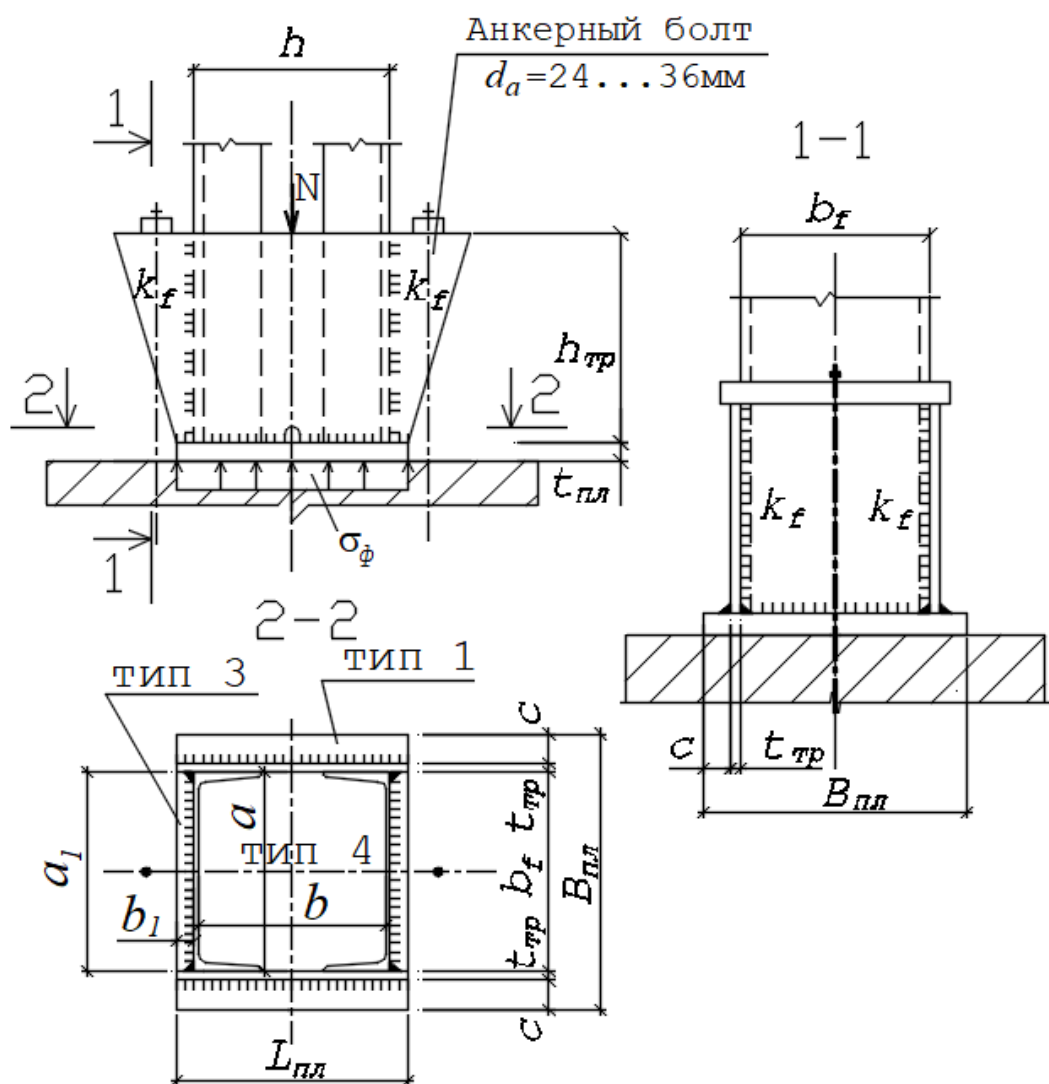


Рис. 14. К расчёту и конструированию жёсткой базы колонны

Таблица 4

Расчётные сопротивления бетона сжатию

Класс прочности бетона	B12	B15	B20	B25
R_b , кН/см ²	0,75	0,85	1,15	1,35

Для определения размеров сторон плиты (см. рис. 13, 14) задаются её шириной: $B_{пл} = b_f + 2t_{тр} + 2c$, где b_f – ширина полки колонны; $t_{тр}$ – толщина траверсы (предварительно $t_{тр} = 10$ мм, далее – кратно 2 мм по сортаменту листового проката); c – ширина свеса, принимаемая 60...80 мм. Размер $B_{пл}$ округляется до ближайшего размера кратного 20 мм.

Требуемая длина плиты $L_{пл} = \frac{A_{пл}}{B_{пл}}$. Принятая величина должна быть кратной 20 мм и быть достаточной для размещения колонны, траверсы и анкерных болтов. Кроме того, желательно соблюдение условия $\frac{L_{пл}}{B_{пл}} = 1...2$.

Толщину плиты $t_{пл}$ определяют из условия прочности при работе плиты на изгиб как пластины, нагруженной равномерно распределённым по площади контакта отпором

фундамента: $\sigma_\phi = \frac{N}{L_{nl} \cdot B_{nl}}$. Опорная плита представляется как система элементарных пластинок, отличающихся размерами и характером опирания на элементы базы (см. рис. 13, 14): консольные (тип 1), опёртые по трем сторонам (тип 3), опёртые по четырём сторонам (тип 4).

В каждой элементарной пластинке определяется максимальный изгибающий момент, действующий на полоске шириной 1 см: $M = \sigma_\phi \cdot \alpha \cdot d^2$, где d – характерный размер элементарной пластинки; α – коэффициент, зависящий от условия опирания и соотношения сторон.

Участок типа 1 работает как консольная балка с вылетом, равным свободному свесу опорной плиты. Для него изгибающий момент $M_1 = \sigma_\phi \cdot 0,5 \cdot c^2$, где c – свободный свес опорной плиты.

Для определения расчётных изгибающих моментов в плите для участков второго, третьего и четвёртого типов используются таблицы академика Б.Г. Галёркина (табл. 5, 6).

Для участка типа 3:

$M_3 = \beta \cdot \sigma_\phi \cdot a_1^2$, где a_1 – длина свободной стороны, а коэффициент β определяется по табл. 5 в зависимости от отношения b_1/a_1 (см. рис. 13, 14). b_1 – сторона, перпендикулярная стороне a_1 .

Таблица 5

b_1/a_1	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2,0	> 2
β	0,06	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	0,126	0,132	0,133

Для участка типа 4:

$M_4 = \alpha_1 \cdot \sigma_\phi \cdot a^2$, где a – короткая сторона участка, b – сторона, перпендикулярная стороне a ; коэффициент α_1 определяется по табл. 6 в зависимости от отношения b/a (см. рис. 13, 14).

Таблица 6

b/a	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	≥ 2
α_1	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,125

Затем по максимальному из этих моментов определяем толщину плиты t_{nl} из условия прочности при изгибе

$$(M_{\max}/W_{nl}) \leq R_y \gamma_c, \quad \text{где } W_{nl} = 1 \cdot t_{nl}^2/6.$$

$$t_{nl} \geq \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}},$$

где $\gamma_c = 1,2$ для плит из стали с пределом текучести до 39 кН/см² и толщиной до 40 мм, а свыше 40 мм до 60 мм $\gamma_c = 1,15$.

Толщина плиты принимается по сортаменту листового проката от 20 мм и более. В шарнирных базах с траверсами, если толщина плиты получается свыше 30 мм, рекомендуется ставить дополнительные рёбра на участок типа 3, с целью уменьшить толщину плиты. В любом случае при расчёте стремятся, чтобы моменты на разных элементарных пластинках были близки друг к другу.

Высоту траверсы $h_{тр}$ определяют из условия прикрепления её к стержню колонны сварными угловыми швами, полагая при этом, что действующее в колонне усилие N равномерно распределяется между всеми швами; требуемая суммарная длина швов $l_{w,тр}$ определяется по большей из двух:

$$\sum l_{wf,тр} = \frac{N}{\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} \quad \text{и} \quad \sum l_{wz,тр} = \frac{N}{\beta_z \cdot k_f \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c};$$

при этом $k_f = 6...12 \text{ мм}$; $h_{\text{тр}} \geq \frac{\sum l_{w, \text{тр}}}{4} + 1 \text{ см}$.

Траверсу проверяют на изгиб и на срез, рассматривая её как однопролётную двухконсольную балку с опорами в местах расположения сварных швов и загруженную линейной нагрузкой $q = \sigma_{\phi} \cdot \frac{B_{\text{нл}}}{2}$, где $\frac{B_{\text{нл}}}{2}$ – ширина грузовой площади траверсы (см. рис. 13, 14). При этом в расчётное сечение (в запас и для упрощения расчётов) включают только вертикальный лист траверсы толщиной $t_{\text{тр}}$ и высотой $h_{\text{тр}}$:

$$\sigma = \frac{6 \cdot M_{\text{max}}}{t_{\text{тр}} \cdot h_{\text{тр}}^2} \leq R_y \cdot \gamma_c; \quad \tau = \frac{1,5 \cdot Q_{\text{max}}}{t_{\text{тр}} \cdot h_{\text{тр}}} \leq R_s \cdot \gamma_c,$$

где M_{max} и Q_{max} – соответственно максимальное значение момента и поперечной силы в траверсе.

База колонны крепится к фундаменту, как правило, двумя анкерными болтами. В центрально-сжатых колоннах анкерные болты принимаются конструктивно диаметром $d_a = 24...36 \text{ мм}$.

6.4. Пример расчёта и конструирования составной центрально-сжатой колонны со сплошной стенкой

Исходные данные (в этом примере приняты произвольно):

Расчётная схема колонны показана на рис. 9 (шарнирное закрепление по концам и по разрезу 1–1 с распоркой 1).

Поперечное сечение – составной сварной двутавр.

Расчётные длины: $l_{ef,x} = 10,0 \text{ м}$; $l_{ef,y} = 5,0 \text{ м}$.

Расчётная нагрузка $N = 1548 \text{ кН}$.

Сталь С245 (поскольку для С235 толщина ограничена 8 мм) по ГОСТ 27772-88* с $R_y = 240 \text{ Н/мм}^2$, $R_s = 139,2 \text{ Н/мм}^2$ при t до 20 мм включительно и 230 Н/мм^2 , $R_s = 133,4 \text{ Н/мм}^2$ при t от 21 до 40 мм включительно. $\gamma_c = 1$ по [1, табл. 1].

Принимаем по табл. 3 условную гибкость по двойной линейной интерполяции

$$\bar{\lambda}_{3,6\text{м}} = 1,84 - (1,84 - 1,57) \cdot [(1548 - 1500) / (2500 - 1500)] = 1,827;$$

$$\bar{\lambda}_{3,12\text{м}} = 3,16 - (3,16 - 2,69) \cdot [(1548 - 1500) / (2500 - 1500)] = 3,137;$$

$$\bar{\lambda}_3 = \bar{\lambda}_{3,10\text{м}} = 3,137 - (3,137 - 1,827) \cdot [(12 - 10) / (12 - 6)] = 2,701;$$

Находим по табл. 7 для типа сечения «b» коэффициент

$$\varphi = 0,723 - (0,723 - 0,683) \cdot [(2,701 - 2,6) / (2,8 - 2,6)] = 0,703.$$

Таблица 7

Коэффициенты устойчивости φ при центральном сжатии для типа сечения «b»

$\bar{\lambda}$	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4
φ	1,000	0,986	0,967	0,948	0,927	0,905	0,881	0,855	0,826	0,794	0,760
$\bar{\lambda}$	2,6	2,8	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	4,2	4,4	4,6
φ	0,723	0,683	0,643	0,602	0,562	0,524	0,487	0,453	0,422	0,392	0,359
$\bar{\lambda}$	4,8	5,0	5,2	5,4	5,6	5,8	6,0	6,2	6,4	6,6	6,8
φ	0,330	0,304	0,281	0,261	0,242	0,226	0,211	0,198	0,186	0,174	0,164

Требуемая площадь сечения

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1548}{0,703 \cdot 24 \cdot 1} = 91,7 \text{ см}^2.$$

Расчётные параметры колонны обозначены на рис. 10.

Габариты колонны определяем через требуемые радиусы инерции:

$$i_x = \frac{l_{\text{ef},x} \sqrt{R_y/E}}{\bar{\lambda}_3} = \frac{1000 \cdot \sqrt{24/20600}}{2,701} = 12,64 \text{ см};$$

$$i_y = \frac{l_{\text{ef},y} \sqrt{R_y/E}}{\bar{\lambda}_3} = \frac{500 \cdot \sqrt{24/20600}}{2,701} = 6,32 \text{ см};$$

$$h = \frac{i_x}{0,42} = 12,64/0,42 = 30,1 \text{ см. Принимаем } 30 \text{ см};$$

$$b_f = \frac{i_y}{0,24} = 6,32/0,24 = 26,3 \text{ см. Принимаем } 26 \text{ см}.$$

Высоту стенки колонны предварительно принимаем $h_w = 0,95 \cdot h = 0,95 \cdot 30 = 28,5 \text{ см}$.

Минимальная толщина стенки колонны t_w определяется из условия обеспечения местной устойчивости $\bar{\lambda}_w \leq \bar{\lambda}_{uw}$.

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,2 + 0,35 \bar{\lambda} \leq 2,3, \quad \bar{\lambda}_{uw} = 1,2 + 0,35 \cdot 2,701 = 2,15.$$

Тогда $\bar{\lambda}_w = \bar{\lambda}_{uw} = 2,15$.

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \text{ откуда } t_w = \frac{h_w}{\bar{\lambda}_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{28,5}{2,15} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 0,45 \text{ см. Принимаем } 6 \text{ мм}.$$

Требуемая площадь пояса колонны по общей устойчивости

$$A_f = 0,5 \cdot (A_{\text{тр}} - t_w \cdot h_w) = 0,5 \cdot (91,7 - 0,6 \cdot 28,5) = 40,1 \text{ см}^2.$$

Требуемая толщина пояса $t_f \geq \frac{A_f}{b_f} = \frac{40,1}{26} = 1,54 \text{ см}$. Принимаем предварительно

$t_f = 1,6 \text{ см}$. С учётом обеспечения местной устойчивости пояса:

$$t_f \geq \frac{b_f}{2 \cdot (0,36 + 0,1 \bar{\lambda}_3)} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{26}{2 \cdot (0,36 + 0,1 \cdot 2,701)} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 0,70 \text{ см}.$$

Оставляем принятое значение $t_f = 1,6 \text{ см}$.

Определяем фактические геометрические характеристики сечения колонны:

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

где $h_w = h - 2 \cdot t_f \cdot h_w = 30,0 - 2 \cdot 1,6 = 26,8 \text{ см}$.

$$I_x = \frac{0,6 \cdot 26,8^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{26 \cdot 1,6^3}{12} + 26 \cdot 1,6 \cdot \left(\frac{30 - 1,6}{2} \right)^2 \right) = 17757 \text{ см}^4;$$

$$I_y = 2 \cdot \frac{b_f^3 \cdot t_f}{12} + \frac{h_w \cdot t_w^3}{12}, \quad I_y = 2 \cdot \frac{26^3 \cdot 1,6}{12} + \frac{26,8 \cdot 0,6^3}{12} = 4687 \text{ см}^4;$$

$$A = h_w \cdot t_w + 2 \cdot b_f \cdot t_f = 26,8 \cdot 0,6 + 2 \cdot 26 \cdot 1,6 = 99,28 \text{ см}^2;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{17757}{99,28}} = 13,37 \text{ см}; \quad i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{4687}{99,28}} = 6,87 \text{ см}.$$

Условные гибкости:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1000}{13,37} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 2,55;$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{500}{6,87} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 2,48.$$

По бóльшей условной гибкости $\bar{\lambda}_x = 2,55$ по табл. 7 определяем $\varphi = 0,7315$.

Проверяем общую устойчивость:

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

$$\frac{1548}{0,7315 \cdot 99,28 \cdot 24 \cdot 1} = 0,888 < 1 \text{ – устойчивость обеспечена.}$$

Поскольку $\bar{\lambda} > 2,3$, то ставим поперечные рёбра жёсткости с шагом не более $3h_w = 3 \cdot 26,8 = 80,4$ см. Ширина выступающей части парного ребра принимается по условию $b_h \geq \left(\frac{h_w}{30} + 40 \right) = 268/30 + 40 = 49$ мм. Принимаем 50 мм. Толщина $t_h \geq 2b_h \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 50 \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 3,4$ мм. Принимаем 6 мм.

Местную устойчивость полки и стенки можно не проверять, так как их толщины были приняты с запасом из условий обеспечения местной устойчивости.

Предельная гибкость колонны

$$\lambda_u = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,888 = 126,72,$$

где $\alpha = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c \cdot A \cdot \varphi} = \frac{1548}{24 \cdot 1 \cdot 99,28 \cdot 0,7315} = 0,888.$

Фактические гибкости $\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{1000}{13,37} = 74,8$ и $\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{500}{6,87} = 72,78$ не превышают

предельную гибкость колонны.

Расчёт оголовка колонны

Конструкция оголовка и расчётные параметры показаны на рис. 12. Принимаем ширину опорного ребра главной балки из примера п. 5.3.4 равной $b_s = 30$ см. Опорная плита толщиной $t = 20$ мм (конструктивно). Тогда ширина вертикальных рёбер оголовка и опорной плиты $b_p = b_s + 2 \cdot t = 30 + 2 \cdot 2 = 34$ см. Другая сторона опорной плиты вычисляется по формуле $h + 2 \cdot t = 30 + 2 \cdot 2 = 34$ см. Вертикальные рёбра оголовка крепим к стенке колонны сварными швами катетом $k_{f1} = 10$ мм. Плиту крепим швами $k_{f2} = 6$ мм. Эти катеты будут уточняться на предмет достаточности для наиболее толстого листа из соединяемых после подбора толщины стенки в пределах оголовка t_{ws} .

Сварку выполняем в нижнем положении в углекислом газе механизированным способом сварочной проволокой диаметром 2 мм марки Св-08Г2С согласно [1, табл. Г.1].

$R_{wf} = 215 \text{ Н/мм}^2 = 21,5 \text{ кН/см}^2$ – расчётное сопротивление металла углового шва по [1, табл. Г.2].

$R_{un} = 370 \text{ Н/мм}^2$ – нормативное сопротивление стали С245 по временному сопротивлению по [1, табл. В5].

По [1, табл. 39] для выбранного способа сварки, диаметра проволоки и катетов 9...12 мм коэффициенты $\beta_f = 0,8$, $\beta_z = 1,0$.

$$R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 166,5 \text{ Н/мм}^2 = 16,65 \text{ кН/см}^2.$$

Коэффициенты условий работы равны единице.

Сравниваем прочности сечений по металлам шва и границы сплавления:

$$\beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c = 0,8 \cdot 21,5 \cdot 1 \cdot 1 = 17,2 \text{ кН/см}^2;$$

$$\beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c = 1,0 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1 = 16,65 \text{ кН/см}^2.$$

Расчёт ведём по металлу границы сплавления.

Требуемая суммарная длина сварных швов

$$\sum l_{w, \text{тр}} = \frac{1,5N}{\beta_z \cdot k_{f1} \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c} = \frac{1,5 \cdot 1548}{1,0 \cdot 1,0 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1} = 140 \text{ см.}$$

Высота рёбер $h_s \geq \frac{\sum l_{w, \text{тр}}}{4} = 140/4 = 35,0 \text{ см}$, что не менее $0,6 \cdot h = 0,6 \cdot 30 = 18 \text{ см}$ и не бо-

лее $85 \cdot \beta_f \cdot k_{f1} = 85 \cdot 0,8 \cdot 1,0 = 68,0 \text{ см}$.

Вычисляем требуемые толщины рёбер из трёх условий.

1. Из условия прочности на срез самих рёбер:

$$t_s \geq \frac{1,5 \cdot Q}{h_s \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{1,5 \cdot 774}{35 \cdot 13,92 \cdot 1} = 2,4 \text{ см,}$$

где $Q = N/2 = 1548/2 = 774 \text{ кН}$.

2. Из условия смятия верхних торцов рёбер:

$$t_s \geq \frac{1,5 \cdot N}{R_p \cdot b_{cm}} = \frac{1,5 \cdot 1548}{35,1 \cdot 34} = 1,95 \text{ см,}$$

где b_{cm} – расчётная длина площадки смятия, $b_{cm} = b_s + 2 \cdot t = 30 + 2 \cdot 2 = 34 \text{ см}$.

3. Из условия местной устойчивости рёбер:

$$t_s \geq 2 \cdot b_r \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot (30/2 - 0,3) \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1,00 \text{ см,}$$

где $b_r = b_p/2 - t_w/2$.

Окончательно принимаем $t_s = 25 \text{ мм}$.

Толщина стенки колонны в пределах оголовка

$$t_{ws} \geq \frac{N}{2 \cdot h_s \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{1548}{2 \cdot 35 \cdot 13,92 \cdot 1} = 1,59 \text{ см. Принимаем } 16 \text{ мм.}$$

Низ опорных рёбер обрамляется горизонтальными поперечными рёбрами толщиной не менее $25/3 = 8,3 \text{ мм}$. Принимаем 10 мм .

Проверяем достаточность катетов $k_{f1} = 10 \text{ мм}$ и $k_{f2} = 6 \text{ мм}$ по [1, табл. 38]. При любой сварке сталей с пределом текучести до 285 Н/мм^2 , тавровом соединении с двухсторонними угловыми швами и толщине более толстого из свариваемых элементов от 23 до 32 мм (толщина ребра 25 мм) минимальный катет шва составляет 10 мм . Окончательно принимаем катеты швов k_{f1} и k_{f2} равными 10 мм .

Расчёт базы колонны

Нагрузка на базу равна расчётному усилию в колонне $N = 1548 \text{ кН}$.

Принимаем шарнирную базу колонны. Конструкция базы и расчётные параметры плиты показаны на рис. 13.

Анкерные болты принимаем конструктивно диаметром $d_a = 24 \text{ мм}$.

Ширина плиты

$$B_{пл} = b_f + 2 \cdot (t_{\text{тр}} + c) = 26 + 2 \cdot (1 + 6) = 40 \text{ см. Кратно } 2 \text{ см, округлять не требуется.}$$

Длина плиты

$$L_{пл} = h + 8d_a = 30 + 8 \cdot 2,4 = 49,2 \text{ см. Округляем кратно } 2 \text{ см, получаем } L_{пл} = 50 \text{ см.}$$

Определяем давление (отпор бетона) под опорной плитой

$$\sigma_{\phi} = N/(B_{nl} \cdot L_{nl}) = 1548/(40 \cdot 50) = 0,774 \text{ кН/см}^2.$$

Назначаем для фундамента бетон класса прочности В12 по табл. 4 с $R_b = 0,75 \text{ кН/см}^2$.

Тогда расчётное сопротивление бетона фундамента

$$R_{\phi} = R_b \cdot \sqrt[3]{\frac{A_{\phi}}{A_{nl}}} = 0,75 \cdot \sqrt[3]{1,2} = 0,75 \cdot 1,063 = 0,797 \text{ кН/см}^2.$$

Проверяем условие прочности бетона: $\sigma_{\phi} \leq R_{\phi}$ – условие выполняется.

Определяем расчётные изгибающие моменты в плите для разных участков.

Для участка типа 1:

$$M_1 = \sigma_{\phi} \cdot 0,5 \cdot c^2 = 0,774 \cdot 0,5 \cdot 6^2 = 13,93 \text{ кН}.$$

Для участка типа 3:

$$b_1 = (L_{nl} - h)/2 = (50 - 30)/2 = 10 \text{ см}; a_1 = b_f = 26 \text{ см}.$$

$$b_1/a_1 = 10/26 = 0,385 < 0,5 \text{ считаем как консоль (как участок типа 1)}.$$

$$M_3 = \sigma_{\phi} \cdot 0,5 \cdot b_1^2 = 0,774 \cdot 0,5 \cdot 10^2 = 38,7 \text{ кН}.$$

Для участка типа 4:

Короткая сторона участка

$$a = (b_f - t_w)/2 = (26 - 0,6)/2 = 12,7 \text{ см};$$

сторона, перпендикулярная стороне a :

$$b = h - 2t_f = 30 - 2 \cdot 1,6 = 26,8 \text{ см}, b/a = 26,8/12,7 = 2,11;$$

по табл. 6 $\alpha_1 = 0,125$.

$$M_4 = \alpha_1 \cdot \sigma_{\phi} \cdot a^2 = 0,125 \cdot 0,774 \cdot 12,7^2 = 15,6 \text{ кН}.$$

$$M_{\max} = 38,7 \text{ кН}.$$

Определяем толщину плиты t_{nl} из стали С245 по условию прочности при изгибе:

$$t_{nl} \geq \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 38,7}{24 \cdot 1,2}} = 2,84 \text{ см}.$$

Принимаем $t_{nl} = 30 \text{ мм}$.

Далее определяем высоту траверсы $h_{\text{тр}}$ исходя из требуемой суммарной длины швов, аналогично расчёту оголовка колонны, приняв по [1, табл. 39] коэффициенты $\beta_f = 0,9$, $\beta_z = 1,05$ для катета шва 8 мм:

$$\sum l_{w, \text{тр}} = \frac{N}{\beta_z \cdot k_{f1} \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c} = \frac{1548}{1,05 \cdot 0,8 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1} = 111 \text{ см},$$
$$h_{\text{тр}} \geq \frac{\sum l_{w, \text{тр}}}{4} + 1 \text{ см} = 111/4 + 1 = 28,8 \text{ см}.$$

Принимаем $h_{\text{тр}} = 30 \text{ см}$.

Нагрузка на траверсу

$$q = \sigma_{\phi} \cdot \frac{B_{nl}}{2} = 0,774 \cdot 40/2 = 15,48 \text{ кН/см}.$$

Внутренние усилия как в двухконсольной балке, опёртой на вертикальные сварные швы:

$$M_{\max} = \frac{q}{2} \left(\frac{h^2}{4} - b_1^2 \right) = \frac{15,48}{2} \left(\frac{30^2}{4} - 10^2 \right) = 967,5 \text{ кН} \cdot \text{см} - \text{момент в середине пролёта};$$

$$Q_{\max} = q \cdot h/2 = 15,48 \cdot 30/2 = 232,2 \text{ кН} - \text{поперечная сила на опоре условной балки}.$$

Проверяем прочность по нормальным и касательным напряжениям:

$$\sigma = \frac{6 \cdot M_{\max}}{t_{\text{тр}} \cdot h_{\text{тр}}^2} = \frac{6 \cdot 967,5}{1 \cdot 30^2} = 6,45 \leq 24 \cdot 1 = 24 \text{ кН/см}^2 - \text{условие выполняется};$$

$$\tau = \frac{1,5 \cdot Q_{\max}}{t_{mp} \cdot h_{mp}} = \frac{1,5 \cdot 232,2}{1 \cdot 30} = 11,61 \leq 13,92 \cdot 1 = 13,92 \text{ кН/см}^2 - \text{условие выполняется.}$$

Прочность траверсы обеспечена.

6.5. Пример расчёта и конструирования сквозной центрально-сжатой колонны

Исходные данные (в этом примере приняты произвольно)

Поперечное сечение – 2 швеллера, соединённые планками (см. рис. 11).

Расчётная схема сквозной колонны аналогична сплошной колонне (см. рис. 9) – шарнирное закрепление по концам, но по разрезу 1–1 рассмотрим вариант без распорки 1, кроме того оси $x-x$ и $y-y$ поменять местами в соответствии с обозначением осей поперечного сечения на рис. 11, тогда расчётная длина в плоскости главных балок будет $l_{ef,y}$, а из плоскости – $l_{ef,x}$.

Расчётные длины: $l_{ef,y} = 7,3 \text{ м}$; $l_{ef,x} = 7,3 \text{ м}$.

Расчётная нагрузка $N = 1900 \text{ кН}$.

Сталь С245 по ГОСТ 27772-88* с $R_y = 240 \text{ Н/мм}^2$ и $R_s = 139,2 \text{ Н/мм}^2$ при t до 20 мм включительно и 230 Н/мм^2 и $R_s = 133,4 \text{ Н/мм}^2$ при t от 21 до 40 мм включительно. $\gamma_c = 1$ по [1, табл. 1].

Компоновка сечения и планок

Принимаем по табл. 3 условную гибкость по линейной интерполяции

$$\bar{\lambda}_3 = 0,7 \cdot (3,3 - (3,3 - 2,6) \cdot [(1900 - 1000)/(2000 - 1000)]) = 1,87.$$

Находим по табл. 7 для типа сечения «б» по интерполяции коэффициент

$$\varphi = 0,855 - (0,855 - 0,826) \cdot [(1,87 - 1,8)/(2,0 - 1,8)] = 0,845.$$

Требуемая площадь одной ветви

$$A_{в,mp} = \frac{N}{2 \cdot \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1900}{2 \cdot 0,845 \cdot 24 \cdot 1} = 46,84 \text{ см}^2.$$

Требуемый радиус инерции

$$i_{x,mp} = \frac{l_{ef,x}}{\lambda_3} = \frac{730}{54,79} = 13,32 \text{ см},$$

где $\lambda_3 = \bar{\lambda}_3 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 1,87 \cdot \sqrt{\frac{20600}{24}} = 54,79.$

Принимаем по сортаменту швеллер [36У по ГОСТ 8240-97 (можно смотреть в [5, прил. 20]). Для выбранного номера швеллера выписываем характеристики:

$A_{св} = 53,4 \text{ см}^2$, $I_{xсв} = 10\,820 \text{ см}^4$, $I_{yсв} = 513 \text{ см}^4$, $i_{xсв} = 14,2 \text{ см}$, $i_1 = i_{yсв} = 3,10 \text{ см}$ (где «св» в индексах обозначает характеристику одной ветви), $z_0 = 2,68 \text{ см}$, $h = 36 \text{ см}$, $b_f = 11,0 \text{ см}$, $t_f = 1,26 \text{ см}$. При этом убеждаемся, что площадь сечения и радиус инерции относительно оси $x-x$ не меньше требуемых.

Задаваясь условной гибкостью отдельной ветви относительно собственной оси 1–1

$$\bar{\lambda}_1 = 1,1 < 1,4, \text{ тогда } \lambda_1 = \bar{\lambda}_1 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 1,1 \cdot \sqrt{\frac{20600}{24}} = 32,2, \text{ и шириной планки } d_s = 25 \text{ см, находим}$$

$$\text{количество планок на колонне } m \geq \frac{l_k}{(\lambda_1 \cdot i_1 + d_s)} - 1 = \frac{730}{(32,2 \cdot 3,10 + 25)} - 1 = 4,85. \text{ Принимаем}$$

$m = 5$. При этом удовлетворяется требование о том, что число панелей (т.е. расстояний между осями планок) должно быть не менее 6 (т.е. не менее 5 планок). Длина ветви

$$l_{св} = \frac{l_k}{m+1} - d_s = \frac{730}{5+1} - 25 = 96,7 \text{ см}; \text{ фактическая гибкость ветви } \lambda_1 = \frac{l}{i_1} = \frac{71,7}{3,10} = 23,13 \text{ (где } l = l_{св})$$

– $d_s = 96,7 - 25 = 71,7$ см – расчётная длина ветви на участке между сварными швами соседних планок); фактическая гибкость колонны $\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{730}{14,2} = 51,41$.

Предварительно определяем гибкость относительно оси $y-y$
 $\lambda_y = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_1^2} = \sqrt{51,41^2 - 23,13^2} = 45,91$ и находим требуемый радиус инерции
 $i_{y,тр} = \frac{l_{ef,y}}{\lambda_y} = \frac{730}{45,91} = 15,90$ см; далее – $b_{тр} = \frac{i_{y,тр}}{0,44} = \frac{15,90}{0,44} = 36,14$. Принимаем $b = 36$ см. Принятый размер b должен обеспечивать необходимый зазор между кромками полок ветвей:

$$b \geq 2b_f + 100 \text{ мм} = 2 \cdot 11,0 + 10 = 32 \text{ см}, \quad 36 > 32, \text{ оставляем ширину } b = 36 \text{ см.}$$

Высота планки должна быть:

$d_s = (0,5 \dots 0,8)b = 0,5 \cdot 36 \dots 0,8 \cdot 36 = 18 \dots 28,8$ см. Фактическая $d_s = 25$ см. Оставляем это значение высоты планки. Толщину планки назначаем $1/25 \cdot d_s = 1$ см.

Минимальный нахлест планки на каждую ветвь $5t$, где t – наименьшая толщина соединяемых элементов (толщина полки швеллера 1,26 см), т.е. $5t = 5 \cdot 1 = 5$ см. Длина планки $l_s = b - 2b_f + 2 \cdot 5t_s = 36 - 2 \cdot 11,0 + 2 \cdot 5 \cdot 1 = 24$ см. По местной устойчивости $t_s \geq \frac{24}{50} = 0,48$ см, $1 \text{ см} > 0,48$ – проверка выполняется.

Проверки сечения сквозной колонны

Определяем фактические геометрические характеристики:

$$A = 2A_g = 2 \cdot 53,4 = 106,8 \text{ см}^2; \quad I_x = 2 \cdot I_{xg} = 2 \cdot 10820 = 21640 \text{ см}^4;$$

$$b_1 = b - 2 \cdot z_0 = 36 - 2 \cdot 2,68 = 30,64 \text{ см};$$

$$I_y = 2 \cdot \left[I_{yg} + A_g \cdot \left(\frac{b_1}{2} \right)^2 \right] = 2 \cdot \left[513 + 53,4 \cdot \left(\frac{30,64}{2} \right)^2 \right] = 26092,2 \text{ см}^4;$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{26092,2}{106,8}} = 15,63 \text{ см}; \quad i_x = i_{xg} = 14,2 \text{ см.}$$

Уточняем расчётное сопротивление стали по пределу текучести R_y в зависимости от толщины полки швеллера: $t_f = 1,26$ см – не превышает 20 мм. Оставляем прежнее значение $R_y = 240 \text{ Н/мм}^2$. Определяем гибкости относительно главных осей сечения:

$$\lambda_x = 51,41 \text{ (см. выше)}; \quad \lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{730}{15,63} = 46,71;$$

$$\lambda_{ef,y} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82(1+n)\lambda_1^2} = \sqrt{46,71^2 + 0,82(1+0,125) \cdot 23,13^2} = 51,72.$$

Здесь $\lambda_1 = 23,13$ (см. выше); $n = \frac{I_{e1}b_1}{I_s I_g} = \frac{513 \cdot 30,64}{1302,1 \cdot 96,7} = 0,125$, где $I_{e1} = I_{yg} = 513 \text{ см}^4$ – момент инерции ветви относительно её оси 1–1 (в сортаменте это ось $y-y$); $I_s = t_s \cdot d_s^3 / 12 = 1 \cdot 25^3 / 12 = 1302,1 \text{ см}^4$ – момент инерции планки относительно её оси x_1-x_1 .

По большей гибкости $\lambda_x = 51,72$ определяем условную гибкость

$$\bar{\lambda}_x = 51,72 \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1,77,$$

по ней в табл. 7 определяем $\varphi = 0,881 - (0,881 - 0,855) \cdot [(1,77 - 1,6) / (1,8 - 1,6)] = 0,8589$.

Проверяем общую устойчивость:

$$\frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1900}{0,8589 \cdot 106,8 \cdot 24 \cdot 1} = 0,863 < 1 \text{ – общая устойчивость обеспечена.}$$

Предельная гибкость колонны $\lambda_u = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,863 = 128,22$,

где
$$\alpha = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c \cdot A \cdot \varphi} = \frac{1900}{24 \cdot 1 \cdot 106,8 \cdot 0,8589} = 0,863.$$

Фактическая максимальная гибкость $\lambda_x = 51,72$ не превышает предельную.

Расчёт планок и их соединений

Расчёт ведём на условную поперечную силу $Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \cdot \frac{N}{\varphi}$.

φ (коэффициент устойчивости при центральном сжатии (для сечения типа «b»)) принимаем в плоскости соединительных элементов по $\bar{\lambda}_{ef,y} = 51,72 \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1,77$:

$$\varphi = 0,881 - (0,881 - 0,855) \cdot [(1,77 - 1,6)/(1,8 - 1,6)] = 0,8589.$$

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot \left(2330 - \frac{20600}{24} \right) \cdot \frac{1900}{0,8589} = 23,28 \text{ кН}.$$

Условная поперечная сила в каждой планке $Q_s = \frac{Q_{fic}}{2} = 23,28/2 = 11,64 \text{ кН}.$

Срезающая сила в каждой планке $F_s = Q_s \cdot \frac{l_g}{b_1} = 11,64 \cdot 96,7/30,64 = 36,74 \text{ кН}.$

Изгибающий момент в месте прикрепления к ветвям

$$M_s = Q_s \cdot \frac{l_g}{2} = 11,64 \cdot 96,7/2 = 562,8 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Проверка прочности планок

По нормальным напряжениям от изгиба:

$$W_s = \frac{t_s \cdot d_s^2}{6} = \frac{1 \cdot 25^2}{6} = 104,2 \text{ см}^3; \sigma = \frac{M_s}{W_s} = \frac{544,2}{104,2} = 5,22 < R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 1 \text{ кН/см}^2.$$

По касательным напряжениям от срезающей силы:

$$\tau = \frac{F_s \cdot 1,5}{d_s \cdot t_s} = \frac{29,82 \cdot 1,5}{25 \cdot 1} = 1,79 < R_s \cdot \gamma_c = 13,92 \cdot 1 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность планок обеспечена.

Катет сварных швов крепления планок к ветвям колонны принимаем минимальный в пределах $6 \text{ мм} \leq k_f \leq 1,2t_s = 1,2 \cdot 10 = 12 \text{ мм}$, т.е. 6 мм. Расчётная длина сварного шва $l_w = d_s - 1 \text{ см} = 25 - 1 = 24 \text{ см}$. Сварку выполняем в нижнем положении в углекислом газе механизированным способом сварочной проволокой диаметром 2 мм марки Св-08Г2С согласно [1, табл. Г.1].

$R_{wf} = 215 \text{ Н/мм}^2 = 21,5 \text{ кН/см}^2$ – расчётное сопротивление металла углового шва по [1, табл. Г.2].

$R_{un} = 370 \text{ Н/мм}^2$ – нормативное сопротивление стали С245 по временному сопротивлению по [1, табл. В5].

По [1, табл. 39] для выбранного способа сварки и диаметра проволоки коэффициенты $\beta_f = 0,9$, $\beta_z = 1,05$ для катетов 3...8 мм.

$$R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 166,5 \text{ Н/мм}^2 = 16,65 \text{ кН/см}^2.$$

Коэффициенты условий работы равны единице.

Сравниваем прочности сечений по металлам шва и границы сплавления:

$$\beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c = 0,9 \cdot 21,5 \cdot 1 \cdot 1 = 19,35 \text{ кН/см}^2;$$

$$\beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c = 1,05 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1 = 17,48 \text{ кН/см}^2.$$

Расчёт ведём по металлу границы сплавления.

$$\text{Касательные напряжения от изгиба } \tau_{M, wf} = \frac{6 \cdot M_s}{\beta_z \cdot k_f \cdot l_w^2} = \frac{6 \cdot 562,8}{1,05 \cdot 0,6 \cdot 24^2} = 9,31 \text{ кН/см}^2.$$

$$\text{Касательные напряжения от среза } \tau_{F, wz} = \frac{F_s}{\beta_z \cdot k_f \cdot l_w} = \frac{36,74}{1,05 \cdot 0,6 \cdot 24} = 2,43 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка прочности сварного шва по границе сплавления

$$\sqrt{\tau_{M, wz}^2 + \tau_{F, wz}^2} = \sqrt{9,31^2 + 2,43^2} = 9,62 < R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c = 16,65 \text{ кН/см}^2 - \text{прочность шва } \textit{обеспечена}.$$

Стержень колонны укрепляем от закручивания сплошной диафрагмой по середине высоты (так как длина колонны 7,3 м, а диафрагмы ставят не реже чем через 4 м) из листа толщиной 10 мм (по условию $t_d \geq \frac{b}{50} = \frac{420}{50} = 8,4 \text{ мм}$). Диафрагмами служат также опорные плиты базы и оголовка колонны.

7. ПОДБОР СЕЧЕНИЯ СВЯЗЕЙ

Связи по колоннам (см. рис. 1, разрез 2–2) служат для обеспечения геометрической неизменяемости сооружения и для уменьшения расчётной длины колонн. Связи по колоннам включают вертикальную крестовую или диагональную связь, образующую совместно с колоннами и распоркой жёсткий диск, и систему распорок, прикрепляющую соседние колонны к этому жёсткому диску. Сечения элементов связей указаны на рис. 1. Одиночные распорки и раскосы могут иметь и трубчатые сечения (квадратные гнутосварные и круглые электросварные). Угол наклона раскосов к горизонтальной плоскости должен находиться в пределах $\alpha = 35^\circ \dots 55^\circ$.

Подбор сечений связей как малонагруженных элементов производится по предельной гибкости. Расчётная длина решётки крестовой связи определяется по [1, табл. 25]. Расчётная длина распорок и диагональных связей в обеих плоскостях принимается равной их геометрической длине. Если нет распорки посередине длины колонны, то в плоскости крестовых связей их расчётная длина равна расстоянию от узла прикрепления к колонне до узла пересечения, а в перпендикулярной плоскости – полной длине, так как узел пересечения в этом направлении не закреплён. Если распорка посередине есть, то расчётные длины раскосов равны их геометрическим длинам (от узла крепления к колонне до точки пересечения), только у средней распорки из плоскости берётся полная длина, а в плоскости связей – половина (от колонны до точки пересечения с раскосами).

Требуемый радиус инерции сечения стержня $i_{tr} = \frac{l_{ef}}{\lambda_u}$, где λ_u – предельная гибкость

элементов, принимаемая по [1, табл. 32, 33]. При этом распорки и раскосы связей считаются сжатыми, а элементы крестовой связи – растянутыми. Если распорка посередине есть, то все связи считаются сжатыми. По найденному значению i_{tr} из сортамента берётся необходимое сечение связи минимальной толщины.

Пример расчёта связей рабочей площадки

Рассмотрим случай отсутствия средней распорки (в остальном схема связей соответствует рис. 1). Расчётные длины верхней распорки равны шагу колонн: $l_{ef,x} = l_{ef,y} = l = 600 \text{ см}$.

Предельная гибкость $\lambda_u = 200$ по [1, табл. 32, п. 6]. Сечение из двух уголков, расположенных крестообразно. $i_{тр} = \frac{l_{ef}}{\lambda_u} = \frac{600}{200} = 3$ см. Радиусы инерции для такого сечения относительно

обеих осей, параллельных полкам и проходящим через центр тяжести сечения, равны между собой, но отличаются от радиусов инерции относительно собственных осей уголков. Поэтому в ГОСТах на уголки их нет. Эти радиусы инерции можно найти, например, в [5, табл. П16.1] или [6, прил. 18]. При этом надо задаться толщиной фасонки между уголками. Для ненагруженных связей берём минимальную из имеющихся – 10 мм. Тогда нам подойдёт равнополочный горячекатаный уголок L70x5 по ГОСТ 8509-93 [8] с $i = 3,22$ см. Сталь для связей можно принять С235 по ГОСТ 277772-88 [9].

В плоскости крестовых связей их расчётная длина равна расстоянию от узла прикрепления к колонне до узла пересечения, а в перпендикулярной плоскости – полной длине, которую определим по теореме Пифагора.

$$l_{ef,y} = \sqrt{l^2 + l_k^2} = \sqrt{6^2 + 10^2} = 11,66 \text{ см, где } l_k - \text{длина колонны.}$$

$$l_{ef,x} = 0,5 \cdot l_{ef,y} = 0,5 \cdot 11,66 = 5,83 \text{ см.}$$

Предельная гибкость $\lambda_u = 400$ по [1, табл. 33, п. 5]. Сечение из двух уголков, расположенных в виде тавра. $i_{тр,x} = \frac{l_{ef,x}}{\lambda_u} = \frac{583}{400} = 1,46$ см, $i_{тр,y} = \frac{l_{ef,y}}{\lambda_u} = \frac{1166}{400} = 2,92$ см. Выбираем по

тому же сортаменту [5, табл. П16.1] или [6, прил. 18] уголок L63x5 по ГОСТ 8509-93 [8] с $i_y = 2,96$ см при зазоре (толщине фасонки) 10 мм. Необходимо проверить и относительно оси $x-x$. Смотрим как для одиночного уголка L63x5, так как при таком расположении количество уголков на радиус инерции относительно оси $x-x$ не влияет. Получаем $i_x = 1,94$ см, что больше требуемого значения 1,46 см, следовательно, гибкость не превышает предельную. Подбор окончен.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции : актуализированная ред. СНиП II-23-81* : введ. 2017-08-28. – Москва, 2017. – 140 с.
2. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия : актуализированная ред. СНиП 2.01.07-85* : введ. 2017-06-04. – Москва, 2016. – 80 с.
3. ГОСТ Р 57837-2017. Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок : введ. 2017-10-24. – Москва: Стандартинформ, 2017. – 47 с.
4. Металлические конструкции : учебник для вузов / Ю. И. Кудишин [и др.] ; под ред. Ю. И. Кудишина. – 13-е изд., испр. – Москва : Академия, 2011. – 682 с.
5. Металлические конструкции, включая сварку : учебник для вузов / Н. С. Москалев [и др.] ; под ред. В. С. Парлашкевич. – Москва : АСВ, 2014. – 352 с.
6. Металлические конструкции : учеб. для строит. вузов : в 3 т. Т. 1 : Элементы конструкций / В. В. Горев [и др.] ; под ред. В. В. Горева. – Москва : Высшая школа, 2004. – 551 с.
7. Интерполяция и Экстраполяция онлайн. – Текст : электронный // BL2.ru : сайт. – URL: www.bl2.ru/matematic/interpolation.html
8. ГОСТ 8509-93. Уголки стальные горячекатаные равнополочные : введ. 1997-01-01. – Текст : электронный // Техэксперт. Электронный фонд правовой и нормативно-технической документации.
9. ГОСТ 277772-88. Прокат для строительных стальных конструкций. Общие технические условия : изм. 1 : введ. 1989-01-01. – Текст : электронный // Техэксперт. Электронный фонд правовой и нормативно-технической документации.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1. Задания на курсовой проект по металлическим конструкциям для студентов заочной формы обучения

Тема: «Рабочая площадка производственного здания».

Исходные данные студент определяет по таблицам, используя две последние цифры своего шифра.

Таблица П.1

Пролёт главных балок L , м (см. рис. 1)

		Последняя цифра шифра студента									
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Предпоследняя цифра шифра	0	14,94	16,74	17,22	10,80	15,00	15,54	11,34	13,44	10,74	14,70
	1	14,04	17,58	15,84	16,86	11,28	11,10	13,86	14,04	11,22	11,10
	2	13,62	11,10	12,48	12,48	15,12	10,56	17,16	17,46	14,58	13,08
	3	10,98	12,60	16,20	11,34	15,66	13,92	12,00	11,52	14,88	16,14
	4	12,54	12,00	16,98	10,98	17,88	18,00	14,58	17,46	17,40	14,46
	5	15,90	15,24	17,82	15,78	18,00	11,22	11,70	17,34	11,88	12,30
	6	12,30	13,56	14,64	15,48	10,68	13,50	17,70	14,46	10,68	12,12
	7	12,48	15,60	16,02	11,70	11,52	10,32	15,66	14,70	11,28	16,26
	8	17,70	14,64	16,20	16,26	12,48	17,46	10,50	12,72	12,48	12,00
	9	15,72	18,00	15,66	16,86	15,24	10,50	12,12	16,56	13,14	13,02

Таблица П.2

Отметка верха железобетонной плиты настила H , м (см. рис. 1)

		Последняя цифра шифра студента									
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Предпоследняя цифра шифра	0	8,5	10,9	8,2	9,1	8,4	8,3	7,7	9,7	9,8	10,0
	1	8,6	8,1	7,5	8,0	10,1	7,9	7,0	7,4	9,5	7,5
	2	6,2	7,0	7,7	6,6	10,1	7,0	7,6	9,0	8,1	6,0
	3	7,6	10,5	8,0	7,0	8,4	6,0	10,4	7,8	6,1	9,6
	4	10,7	9,4	7,1	6,2	8,6	8,2	10,6	8,6	10,8	8,9
	5	7,0	6,7	6,1	10,9	6,7	7,4	11,0	9,7	9,4	8,4
	6	10,9	6,6	10,6	9,8	7,7	10,0	8,1	9,8	10,2	8,9
	7	9,7	9,2	8,4	9,2	8,3	10,5	9,9	6,7	8,4	6,3
	8	8,3	10,3	10,6	6,4	9,1	7,3	8,3	6,2	9,3	9,6
	9	9,2	7,5	8,3	11,0	8,7	6,4	8,5	9,1	7,1	10,3

Таблица П.3

Временная (полезная) нагрузка (нормативная) q , кН/м²
Коэффициент надёжности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$

		Последняя цифра шифра студента									
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Предпоследняя цифра шифра	0	17,6	38,1	32,0	27,1	20,7	25,2	18,1	26,7	34,9	33,1
	1	20,2	21,1	15,6	36,3	16,3	29,2	27,4	36,0	17,6	29,9
	2	16,8	31,4	17,3	39,6	36,6	24,3	16,5	21,4	32,8	15,1
	3	32,9	16,4	22,0	29,5	36,1	36,9	20,9	20,1	20,3	27,6
	4	20,2	25,7	20,9	23,5	37,2	24,0	18,7	23,0	23,4	34,3
	5	29,7	16,0	27,9	20,9	26,5	24,4	24,0	38,6	28,1	26,0
	6	25,0	25,1	16,1	36,6	31,0	27,6	23,0	31,6	25,3	32,6
	7	38,8	21,5	38,1	26,5	32,4	32,3	36,8	34,3	39,5	31,0
	8	37,6	37,7	20,8	17,7	34,7	18,9	16,7	28,3	21,9	28,6
	9	35,0	35,4	23,7	16,4	18,7	20,8	27,0	32,5	19,8	31,5

Таблица П.4

Шаг второстепенных балок l , м (см. рис. 1)

		Последняя цифра шифра студента									
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Предпоследняя цифра шифра	0	2,49	2,79	2,87	1,80	2,50	2,59	1,89	2,24	1,79	2,45
	1	2,34	2,93	2,64	2,81	1,88	1,85	2,31	2,34	1,87	1,85
	2	2,27	1,85	2,08	2,08	2,52	1,76	2,86	2,91	2,43	2,18
	3	1,83	2,10	2,70	1,89	2,61	2,32	2,00	1,92	2,48	2,69
	4	2,09	2,00	2,83	1,83	2,98	3,00	2,43	2,91	2,90	2,41
	5	2,65	2,54	2,97	2,63	3,00	1,87	1,95	2,89	1,98	2,05
	6	2,05	2,26	2,44	2,58	1,78	2,25	2,95	2,41	1,78	2,02
	7	2,08	2,60	2,67	1,95	1,92	1,72	2,61	2,45	1,88	2,71
	8	2,95	2,44	2,70	2,71	2,08	2,91	1,75	2,12	2,08	2,00
	9	2,62	3,00	2,61	2,81	2,54	1,75	2,02	2,76	2,19	2,17

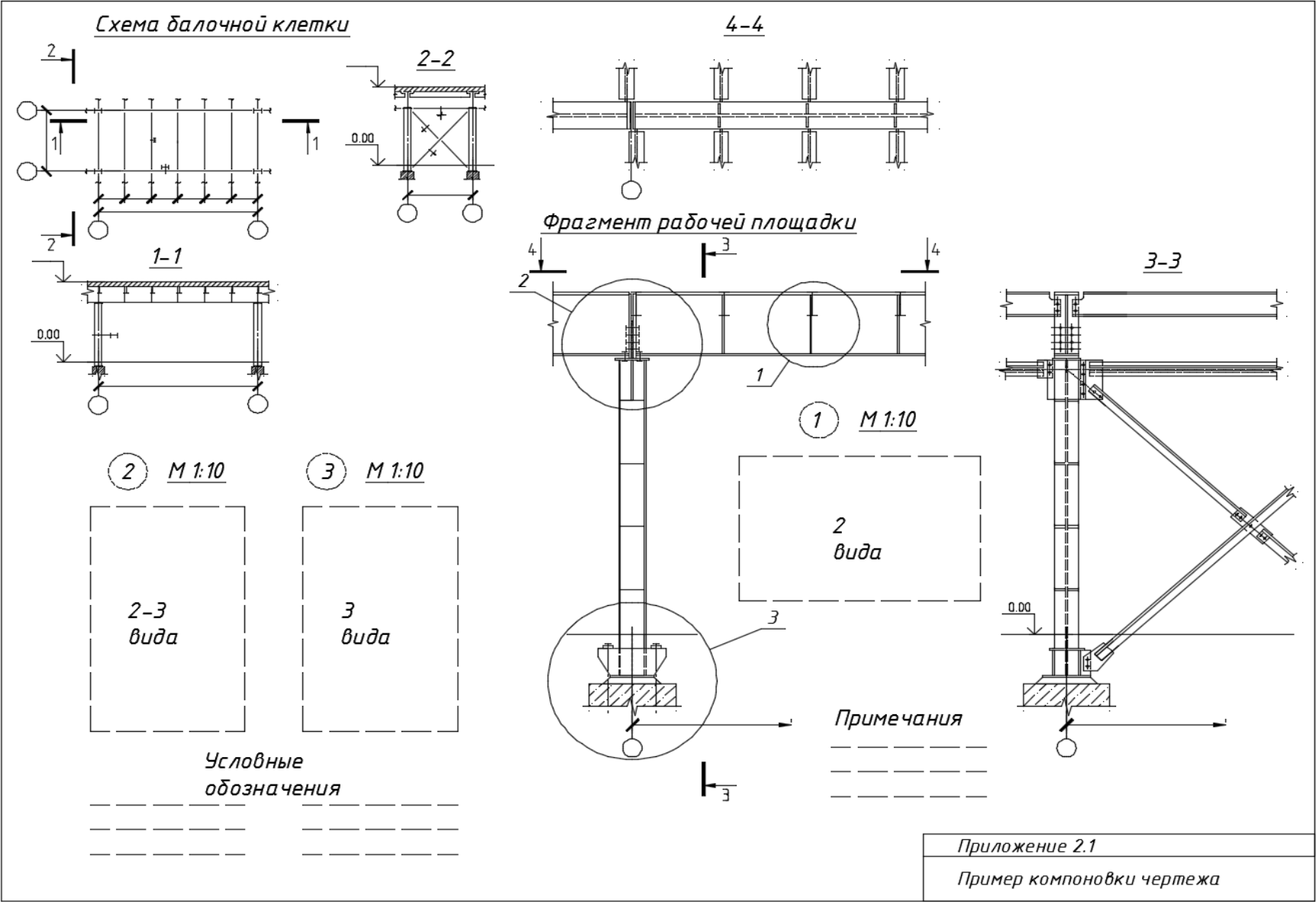
Толщину железобетонной плиты настила $t_{нл}$ определять по табл. П.5 в зависимости от шага второстепенных балок (см. табл. П.4) и временной нормативной нагрузки (см. табл. П.3). Шаг главных балок 6 м, их нормативный предельный прогиб $1/400$ пролёта ($L/400$). Нормативный предельный прогиб второстепенных балок $1/250$ пролёта ($l/250$).

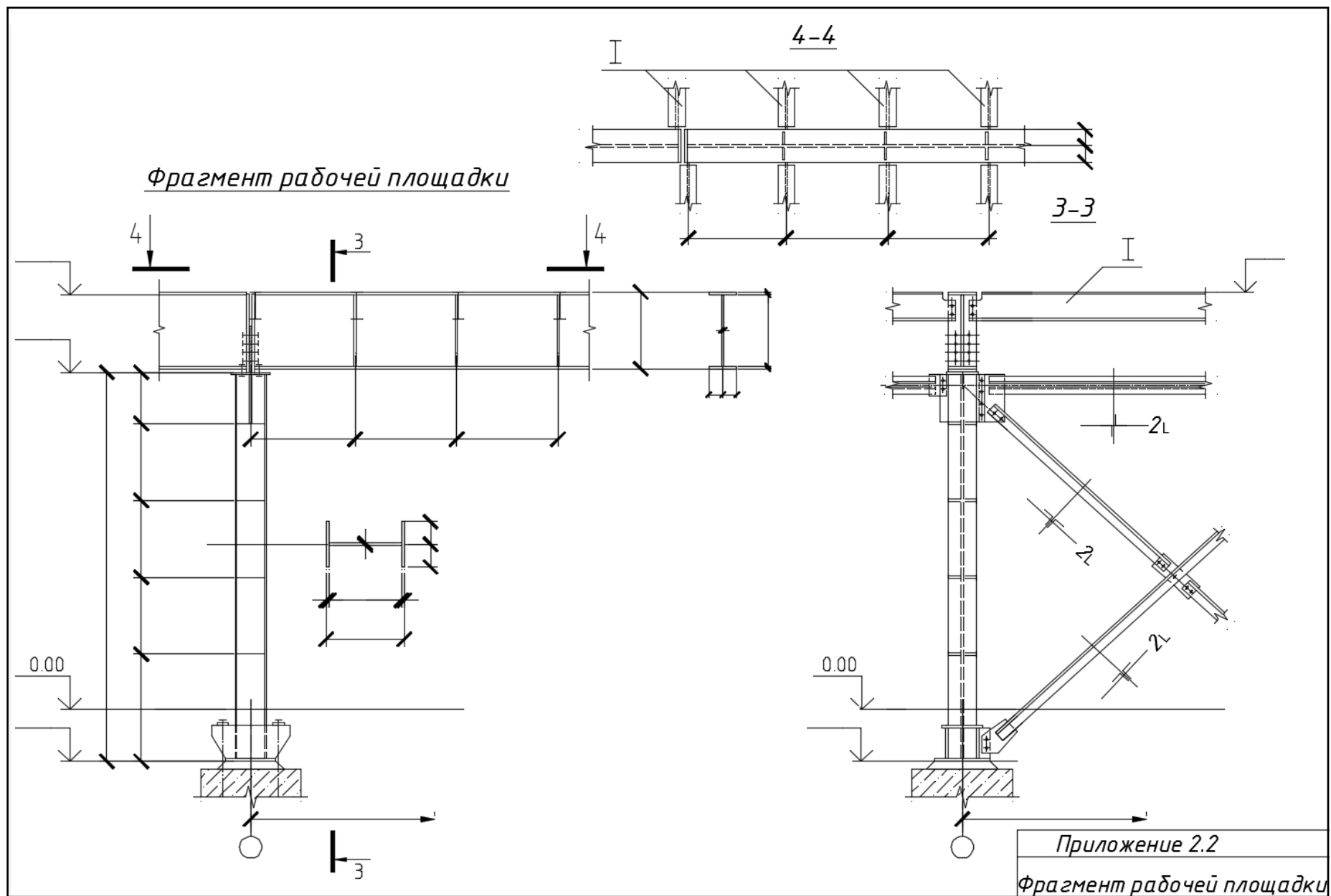
Таблица П.5

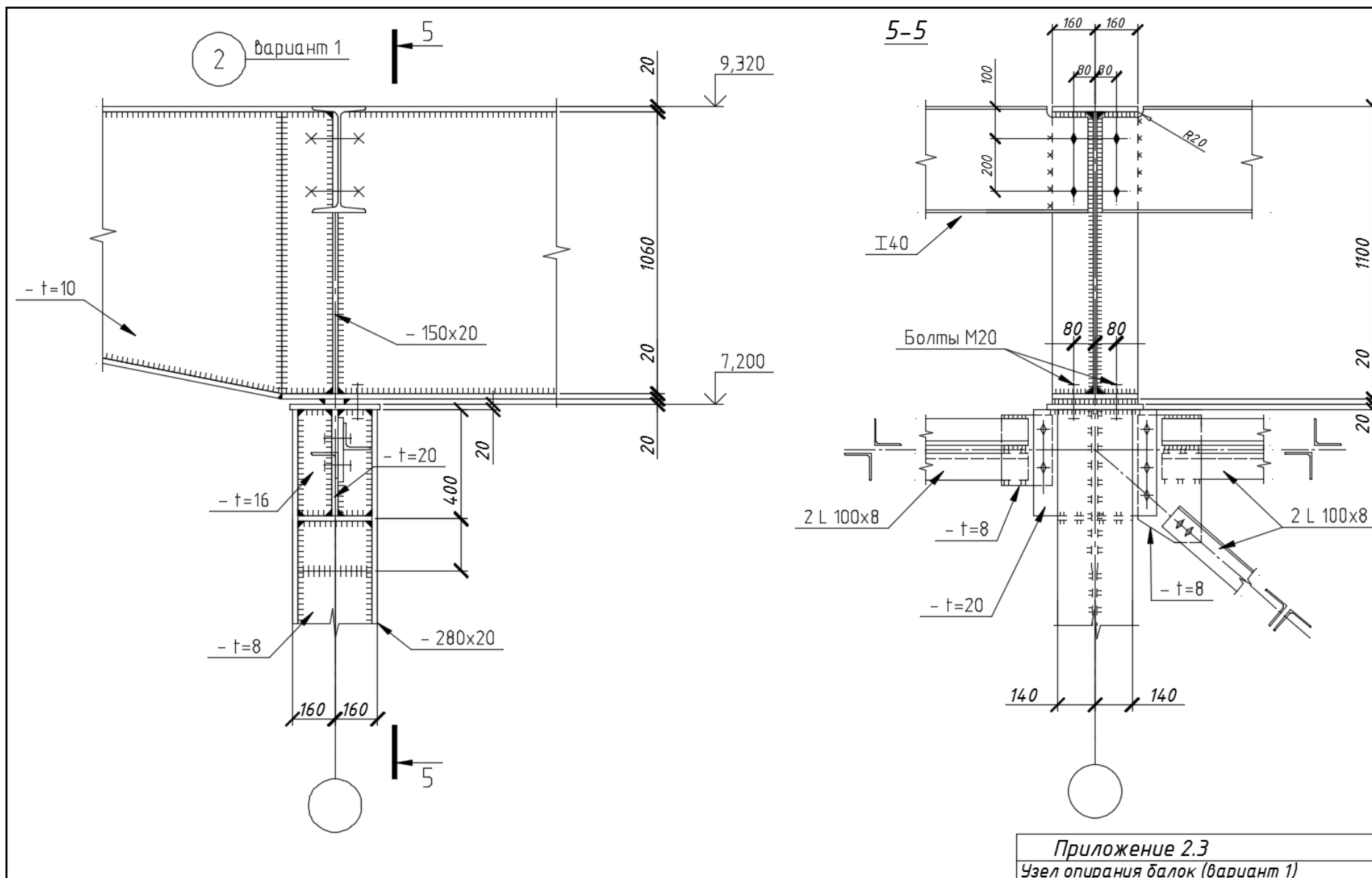
Толщина железобетонной плиты $t_{нл}$, см (см. рис. 1)

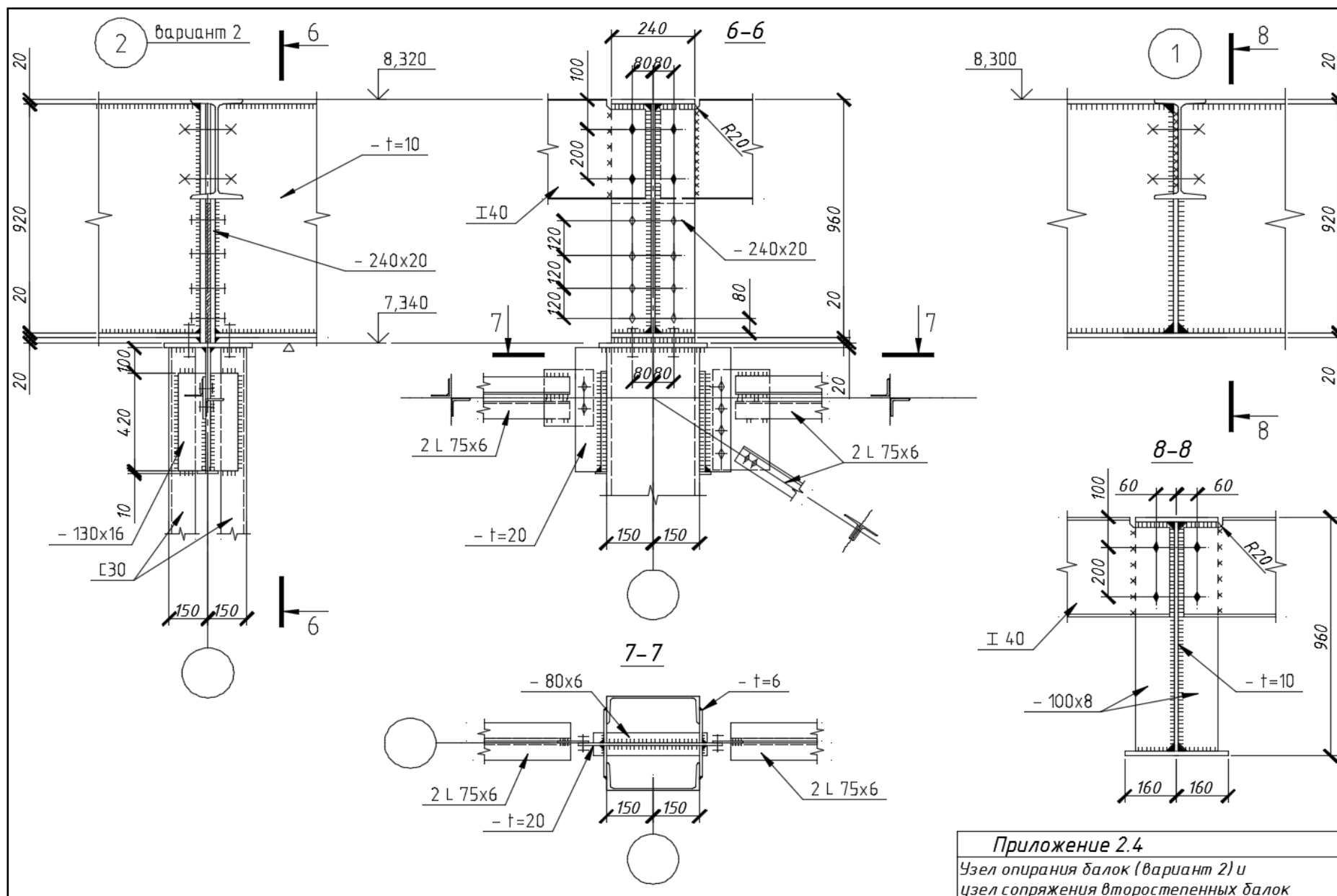
Шаг второстепенных балок, м	Толщина железобетонной плиты при временной нормативной нагрузке, кН/м ²				
	15–20	21–25	26–30	31–35	36–40
1,70...1,90	8	10	12	14	16
2,00...2,30	10	12	14	16	18
2,40...2,60	12	14	16	18	20
2,70...3,00	14	16	18	20	22

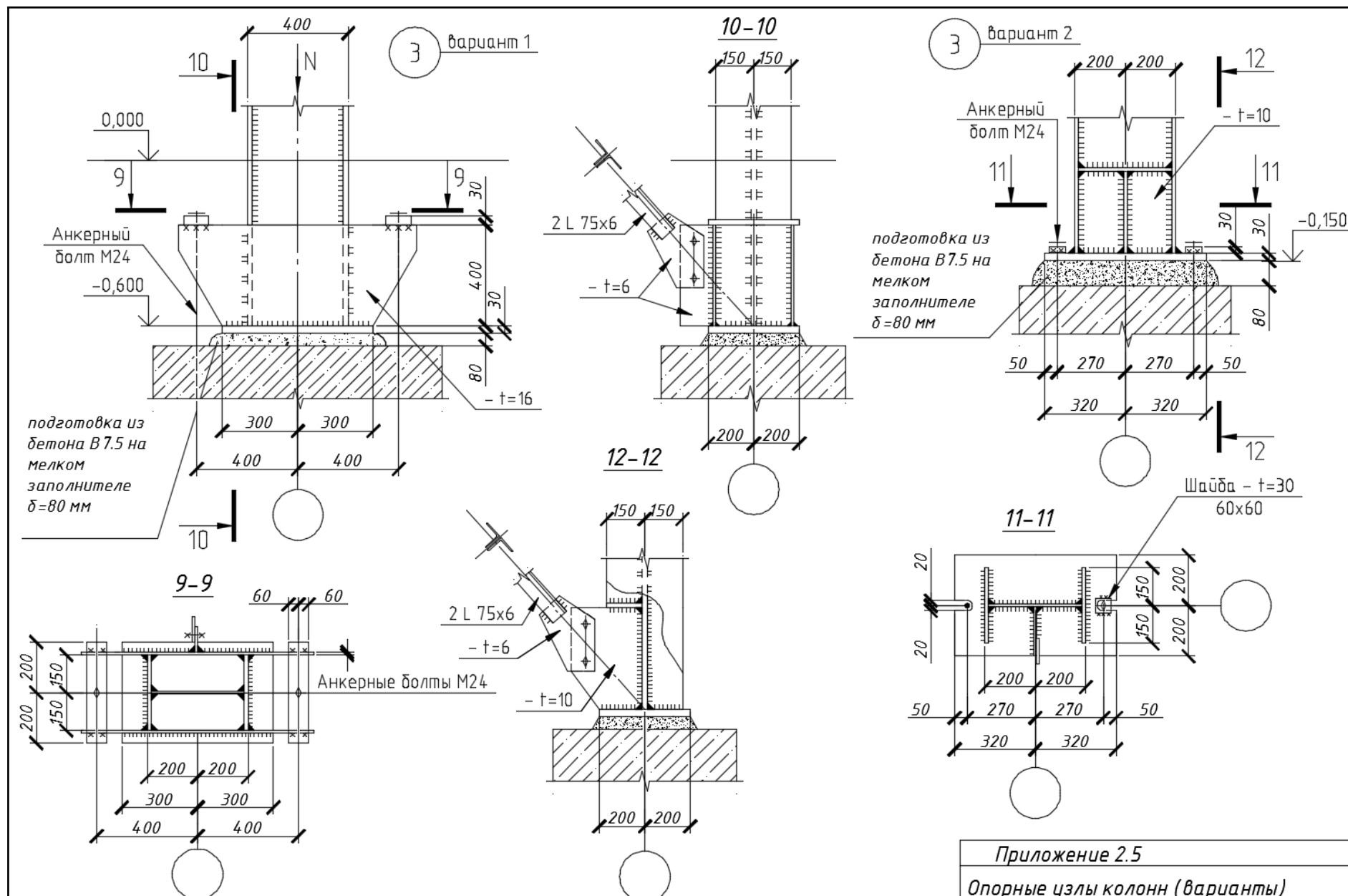
Приложение 2. Графическая часть

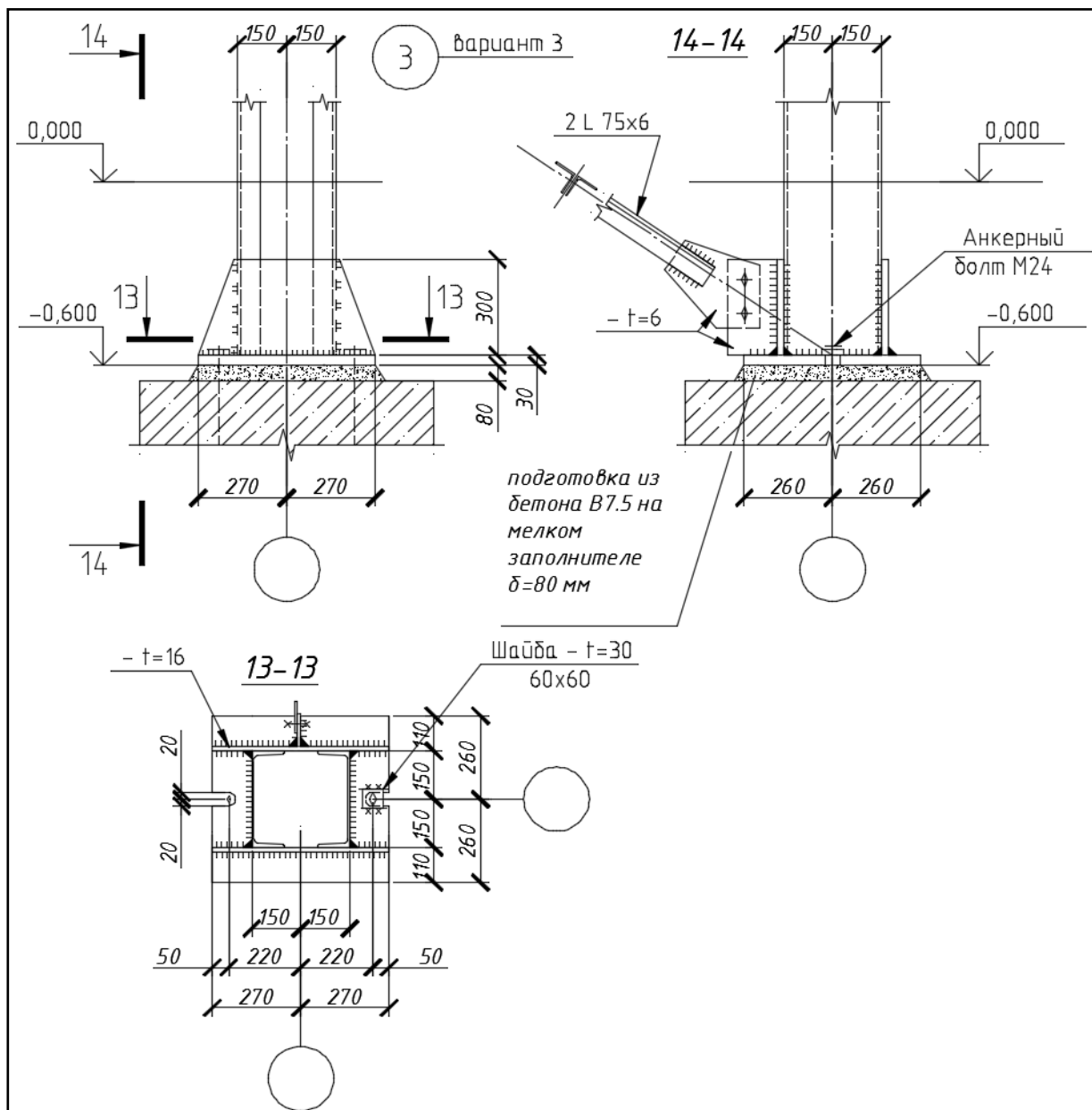












ПРИМЕЧАНИЯ

1. Место строительства - г. Уфа.
2. Материал конструкций:
 - главная балка С 245 ГОСТ 27772-2015;
 - второстепенная балка С 245 ГОСТ 27772-2015;
 - связи С 235 ГОСТ 27772-2015;
 - колонны С 245 ГОСТ 27772-2015.
3. Заводская сварка - полуавтоматическая в среде CO_2 , сварочная проволока Св-08Г2С ГОСТ 2246-70*.
4. Все сварные швы $k_f=6$ мм, кроме оговоренных.
5. Монтажные соединения на болтах нормальной точности М20 и ручной сварке электродами типа Э46 ГОСТ 9476-75.
6. Антикоррозионная защита:
 - грунтовка ГФ-021 ГОСТ 25129-82 (2 слоя);
 - эмаль ПФ-133 ГОСТ 926-82.

УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

- ||||| заводской сварной шов
- xxx монтажный сварной шов
- ♦ постоянный болт
- ♦ монтажный болт
- △— механическая обработка

Приложение 2.6

Опорный узел сквозной колонны (вариант 3),
примечания, условные обозначения

Составители

Александр Иванович Репин
Алексей Владиславович Сергеев

РАБОЧАЯ ПЛОЩАДКА ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ

Методические указания
по выполнению курсового проекта для студентов,
обучающихся по специальности 08.05.01
«Строительство уникальных зданий и сооружений»
всех форм обучения

Корректор А.И. Боева

Новосибирский государственный
архитектурно-строительный университет (Сибстрин)
630008, Новосибирск, ул. Ленинградская, 113
