

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации  
Лысьвенский филиал  
федерального государственного автономного образовательного учреждения  
высшего образования  
«Пермский национальный исследовательский политехнический университет»

**Кафедра технических дисциплин**

**УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ КОМПЛЕКС ДИСЦИПЛИНЫ**

«Металлические конструкции, включая сварку»

основной профессиональной образовательной программы подготовки  
бакалавров по направлению «08.03.01 Строительство»

**МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ**  
**по выполнению курсового проекта**

Лысьва 2021 г.

Разработчик-составитель канд. техн. наук, доцент кафедры ТД Сиянов А.И.

Методические указания рассмотрены и одобрены на заседании кафедры технических дисциплин « 30» августа 2021 г, протокол № 1.

## Содержание

1. Общие положения	4
2. Примерная тематика курсовых проектов	5
3. Методические рекомендации по выполнению курсового проекта	6
4. Методика расчета	10
Список рекомендуемой литературы	41
Приложение А. Образец титульного листа курсового проекта	43

## 1. Общие положения

Курсовой проект представляет собой самостоятельную и углубленную разработку одной из конкретных тем или проблем учебной дисциплины.

**Цель выполнения курсового проекта** – систематизация, закрепление и расширение теоретических и практических знаний по дисциплине в области расчета и проектирования металлических конструкций балочной клетки, а также углубление навыков самостоятельной работы с научно-технической литературой по строительству.

### *Требования к результатам проекта*

После выполнения курсового проекта обучающийся должен демонстрировать следующие результаты:

#### **знать:**

- теорию расчета конструкций по предельным состояниям;
- проблемы работы элементов балочной клетки;
- ключевые понятия в области расчета и проектирования;
- методы расчета и проектирования;
- понятие конструкции балочной клетки;

#### **уметь:**

- выполнять расчеты прокатных и сварных конструкций;
- определять несущую способность и жесткость элементов;
- анализировать работу конструкций;
- рассчитывать балки и колонны;
- классифицировать балки, балочные клетки и колонны;
- проектировать конструкции балочных клеток;

#### **владеть:**

- приемами оформления текстовой и графической части;
- методиками проектирования конструкций.

## **2. Примерная тематика курсовых проектов**

1. Расчет и проектирование конструкций балочной клетки.
2. Проектирование прокатной и сварной балки металлического каркаса.
3. Выполнение проекта КМ и КМД элементов производственного цеха.
3. Проектирование рабочей площадки промышленного здания.
4. Расчет системы балок при реконструкции сборочного цеха.
5. Выполнение проекта металлической каркасной системы.
6. Расчет балок и колонн объекта бытового обслуживания населения.
7. Проектирование комплекса на основе балочной клетки.
8. Расчет и конструирование элементов каркаса крытого рынка.
9. Выполнение проекта конструкций автозаправочной станции.
10. Расчет балок и колонн металлургического завода.
11. Проектирование системы каркаса здания хлебокомбината.
12. Выполнение проекта конструкций цветочного магазина.
13. Расчет элементов балочной клетки складского помещения.
14. Проектирование рабочей площадки объекта сферы услуг.
15. Выполнение проекта конструкций автобусной станции.
16. Расчет элементов каркаса строительного управления.
17. Проектирование системы балок и колонн крытой автостоянки.
18. Выполнение проекта конструкций промышленного объекта.
19. Расчет каркасной системы выставочного павильона.
20. Проектирование рабочей площадки парковки автомобилей.
21. Выполнение проекта конструкций здания пожарного депо.
22. Расчет балочной клетки диспетчерской службы автовокзала.
23. Проектирование элементов каркаса металлокомбината.
24. Выполнение проекта системы балок химического завода.
25. Расчет комплекса несущих конструкций торгового центра.

### 3. Методические рекомендации по выполнению курсового проекта

#### *Примерная структура курсового проекта*

ВВЕДЕНИЕ .....	4
1. ВЫБОР СХЕМЫ БАЛОЧНОЙ КЛЕТКИ .....	5
1.1. Нормальная балочная клетка .....	5
1.2. Усложнённая балочная клетка .....	7
1.2.1. Подбор сечения балки настила .....	8
1.2.2. Подбор сечения вспомогательных балок для усложнённой балочной клетки .....	9
2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ГЛАВНОЙ БАЛКИ .....	11
2.1. Сбор нагрузок .....	11
2.2. Выбор высоты главной балки .....	11
2.3. Компоновка сечения .....	12
2.4. Изменение сечения главной балки .....	14
2.5. Расчёт узла сопряжения балок настила и вспомогательных балок с главными балками .....	17
2.6. Обеспечение местной устойчивости стенки главной балки .....	18
2.7. Проверка местных напряжений в стенках балок .....	21
2.8. Обеспечение общей устойчивости главной балки .....	22
2.9. Расчёт угловых сварных швов между поясом и стенкой балки .....	23
2.10. Расчёт и конструирование опорного узла главной балки .....	23
2.11. Расчёт и конструирование укрупнительного стыка главной балки .....	25
3. РАСЧЁТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТОЙ КОЛОННЫ .....	28
3.1. Определение расчётной нагрузки .....	28
3.2. Подбор сечения колонны .....	29
3.3. Расчёт и конструирование решётки колонны .....	30
3.4. Расчёт оголовка колонны .....	31
3.5. Расчёт и конструирование базы колонны .....	32
ЗАКЛЮЧЕНИЕ .....	36
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ .....	37

### ***Подбор литературы***

Изучение литературы по выбранной теме целесообразно начинать с просмотра нескольких учебников. Это позволит получить общее представление о вопросах разработки проекта. Недопустимо выполнение проекта только на основе учебной литературы.

### ***Работа над текстом курсового проекта***

После того, как работа по подбору источников завершена и имеется определенное представление о теме, можно составить *предварительный план*. Состав курсового проекта должен включать титульный лист, задание, содержание, введение, основную часть, заключение, список литературы и приложения.

### ***Оформление курсового проекта***

Тщательно отредактированную и вычитанную после написания (печати) текстовую часть и графическую часть курсового проекта необходимо правильно оформить. Курсовой проект сшивается или скрепляется и сдается в печатном виде и на электронном носителе (на диске, флеш-накопителе).

Нумерация страниц начинается с титульного листа. На титульном листе курсового проекта должна содержаться следующая информация: наименование вуза, кафедры, по которой выполняется проект, название темы, аббревиатура студенческой группы, фамилия и инициалы студента, фамилия и инициалы научного руководителя, а также его ученая степень и должность, город и текущий год (см. **Приложение А**).

### ***Основные требования, предъявляемые к курсовому проекту***

Соответствие требованиям является составной частью оценки.

Объем текстовой части проекта (включая титульный лист, задание, содержание, введение, основную часть, заключение, список литературы и приложения) должен составлять 25...35 листов формата А-4. Титульный лист

проекта представлен в приложении А. Оформление текстовой части, как правило, осуществляется с помощью компьютера шрифтом Times New Roman с размером не более 14 пт, но и не менее 12 пт при использовании междустрочного полуторного интервала. Однако разрешается применять рукописный способ изложения материала путем написания чертежным шрифтом на листах формата А-4 ручкой с черной или с синей пастой.

В случае использования компьютерной техники, все листы должны иметь поля в мм: 30 – левое; 10 – правое; 20 – верхнее; 20 – нижнее; текст обязательно выравнивается по ширине и предусматривается расстановка переносов.

Каждый раздел проекта начинается с новой страницы. Подчеркивания не допускаются.

Рисунки должны быть пронумерованы и подписаны.

Графическая часть проекта включает два листа формата А-1, оформленных, как правило, с помощью программы Компас или AutoCAD. По аналогии с текстовой частью допускается применять рукописный способ представления графического материала с использованием современных чертежных инструментов.

Представление текстового и графического материала проекта должно соответствовать требованиям, изложенным в ГОСТ Р 2.105-2019 Единая система конструкторской документации. Общие требования к текстовым документам, введенном в действие приказом Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии от 29 апреля 2019 г. № 175-ст.

Проект должен быть выполнен индивидуально каждым студентом с элементами собственного творческого подхода.

Во время выполнения и оформления проекта следует придерживаться рекомендованной структуры, указанной выше.

В случае возникновения вопросов относительно порядка выполнения отдельных разделов, пунктов или подпунктов проекта допускается один раз в неделю консультация с преподавателем.



### ***Защита курсового проекта***

Проекты сдаются на проверку и защищаются не позднее, чем за неделю до начала экзаменационной сессии.

Защита проектов проводится по контрольным вопросам, которые включают теоретический и практический материал. Их перечень соответствует вопросам для подготовки к экзамену и приведен в методических указаниях по самостоятельной работе.

### ***Общие критерии оценки курсового проекта***

*Неправильно оформленный проект* не принимается.

*Неудовлетворительная оценка* ставится за проект, переписанный с одного или нескольких источников.

*Отличная оценка* ставится за проект, который характеризуется использованием большого количества новейших литературных источников, глубоким анализом привлеченного материала, творческим подходом к его изложению, знанием теории расчета и проектирования конструкций; проблем работы элементов.

## 4. Методика расчета

### 1. ВЫБОР СХЕМЫ БАЛОЧНОЙ КЛЕТКИ

#### Исходные данные для проектирования

Размеры ячейки  $A \times B = 10 \times 6,8$  м.

Временная нормативная нагрузка  $P_n = 19$  кН/м<sup>2</sup>.

Материал конструкций:

- балок, настила, вспомогательных – сталь С255;
- главных балок – С255;
- колонн – С255.

Допустимый относительный прогиб настила 1/200.

Отметка верха настила 6,5 м.

#### 1.1. Нормальная балочная клетка

Нормальная балочная сетка (НБК) (рис. 1.1) состоит из колонн, на которые опираются сварные двутавровые главные балки, по которым, в свою очередь, устанавливаются прокатные балки настила. По балкам настила укладывается стальной настил.

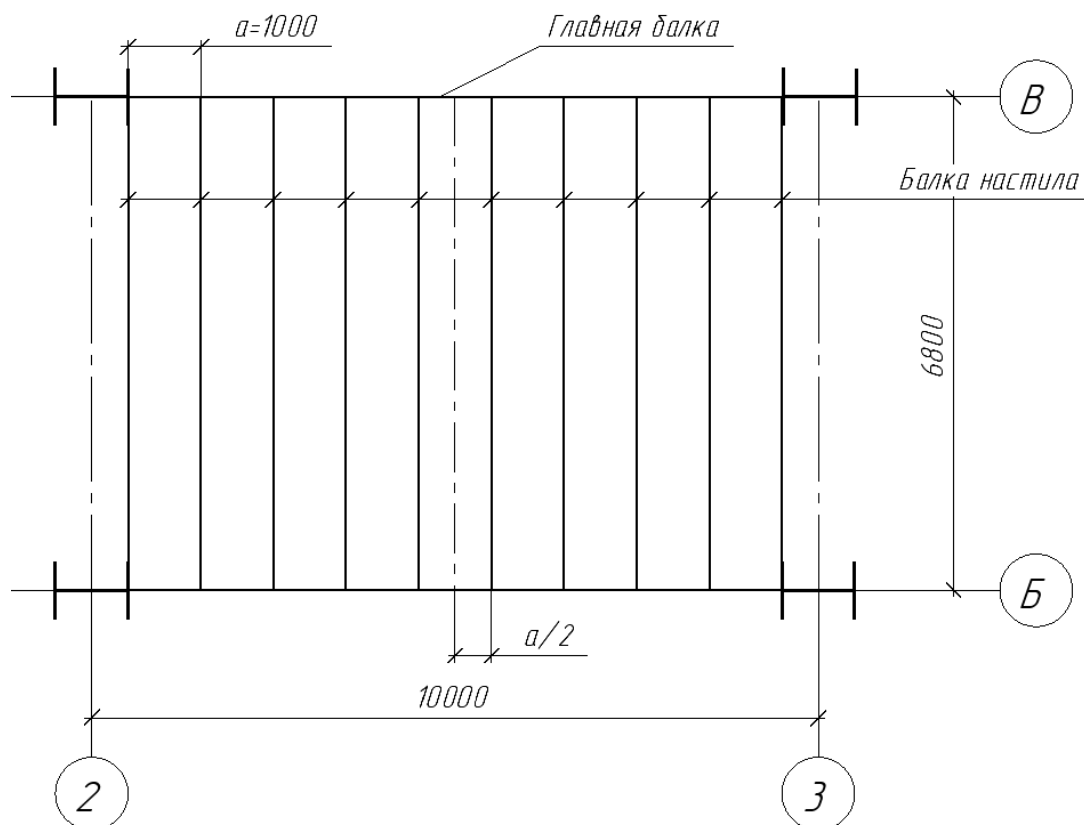


Рис. 1.1. Нормальная балочная клетка

Шаг балок настила  $a = 0,6 \dots 1,6$  м, при этом балка настила не ставится в середине её пролёта.

Толщину стального настила определяем с учетом жёсткости по формуле:

$$\frac{l_{\text{н}}}{t_{\text{н}}} = \frac{4n_0}{15} \left( 1 + \frac{72E_1}{n_0^4 p_n} \right) \quad (1)$$

где  $l_{\text{н}}$  – пролет настила, м, для нормальной балочной клетки принимаем  $l_{\text{н}} = 1$  м;

$t_{\text{н}}$  – толщина настила, м;  $n_0$  – величина, обратная предельной деформации (по заданию на КП),  $n_0 = 200$ ;  $E_1$  – приведенный модуль упругости стали с учетом поперечной деформации,  $E_1 = 2,21 \cdot 10^8$  кН/м<sup>2</sup>;  $p_n$  – временная нормативная нагрузка (по заданию на КП),  $p_n = 19$  кН/м<sup>2</sup>;

$$\frac{l_{\text{н1}}}{t_{\text{н1}}} = \frac{4 \cdot 200}{15} \left( 1 + \frac{72 \cdot 2,21 \cdot 10^8}{200^4 \cdot 19} \right) = 81,25$$

Толщина настила для нормальной балочной клетки

$$t_{\text{н1}} = \frac{l_{\text{н1}}}{81,25} = \frac{1}{81,25} = 0,0123 \text{ м} \approx 13 \text{ мм} \quad (2)$$

В соответствии с ГОСТ 19903-74 «Сталь листовая горячекатанная. Сортамент» [1] принимаем  $t_{\text{н1}} = 14$  мм.

Расчетная схема балки настила приведена на рис. 1.2.

Подбор сечения балки настила осуществляется следующим образом.

Нагрузки на балку настила:

- нормативная нагрузка (на 1 м):

$$q^{\text{н}} = 1,02(t_{\text{н1}}\rho_{\text{ст}} + p_n)a = 1,02(0,014 \cdot 78,5 + 19) \cdot 1 = 20,5 \text{ кН/м}, \quad (3)$$

где 1,02 – коэффициент, учитывающий собственный вес балки;  $\rho_{\text{ст}}$  – плотность стали,  $\rho_{\text{ст}} = 7850$  кг/м<sup>3</sup> = 78,5 кН/м<sup>3</sup>;  $p_n$  – нормативная нагрузка, кН/м<sup>2</sup>;  $a$  – ширина грузовой площади, равная шагу балок настила,  $a = 1$  м;

- расчётная нагрузка

$$q = 1,02(t_{\text{н1}}\rho_{\text{ст}}\gamma_{f_1} + p^{\text{н}}\gamma_{f_2})a = 1,02(0,014 \cdot 78,5 \cdot 1,05 + 19 \cdot 1,2)1 = 24,43 \text{ к} \quad (4)$$

где  $\gamma_{f_1}$  – коэффициент надёжности по материалу для стали,  $\gamma_{f_1} = 1,05$ ;  $\gamma_{f_2}$  – коэффициент надёжности по временной нагрузке,  $\gamma_{f_2} = 1,2$ .

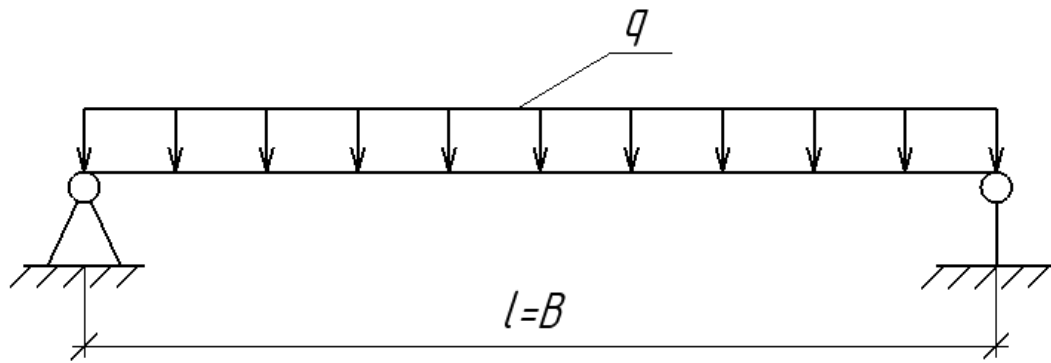


Рис. 1.2. Расчетная схема балки настила

Максимальный изгибающий момент

$$M_{max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{24,43 \cdot 6,8^2}{8} = 141,21 \text{ кН} \cdot \text{м}. \quad (5)$$

Требуемый момент сопротивления балки настила из условия прочности на изгиб

$$W_{\text{треб}} = \frac{M_{max}}{cR_y} = \frac{141,21 \cdot 100}{1,12 \cdot 24} = 525,33 \text{ см}^3, \quad (6)$$

где  $R_y$  – расчетное сопротивление по пределу текучести,  $R_y = 4 \text{ кН/см}^2$ ;  $c$  – коэффициент пластичности.

По сортаменту подбираем двутавр № 36 с характеристиками:  $J_x = 13380 \text{ см}^4$ ,  $W_x = 743 \text{ см}^3$ , вес 1 пог. м балки настила  $m_1 = 48,6 \text{ кг/м}$ .

Проверка жёсткости (прогиба балки):

$$\frac{f}{l} = \frac{5ql^3}{384EJ_x} \leq \left[ \frac{f}{l} \right] = \frac{1}{250} \quad (7)$$

$$\frac{f}{l} = \frac{5 \cdot 0,205 \cdot 680^3}{384 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 13380} = 0,003 < \left[ \frac{f}{l} \right] = \frac{1}{250}$$

где  $\left[ \frac{f}{l} \right]$  – относительная предельная деформация;  $E$  – модуль упругости стали,  $E = 2,06 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2$ .

Расход материала по варианту 1

$$V_1 = t_{н1} \rho_{ст} + \frac{m_1}{a} = 0,014 \cdot 7850 + \frac{48,6}{1} = 158,5 \text{ кг/м}^2. \quad (8)$$

### 1.2. Усложнённая балочная клетка

По главным балкам с шагом  $b = 2 \dots 4 \text{ м}$  укладываются вспомогательные балки.

По вспомогательным балкам с шагом  $a' = 0,5 \dots 1,2 \text{ м}$  устанавливаются балки настила.

Необходимо выполнить условия:

1)  $b > a$ ;

2)  $a' < a$ .

Принимаем  $a' = 0,68 \text{ м}$ ,  $b = 2 \text{ м}$ .

Эскиз усложненной балочной клетки (УБК) приведен на рис. 1.3.

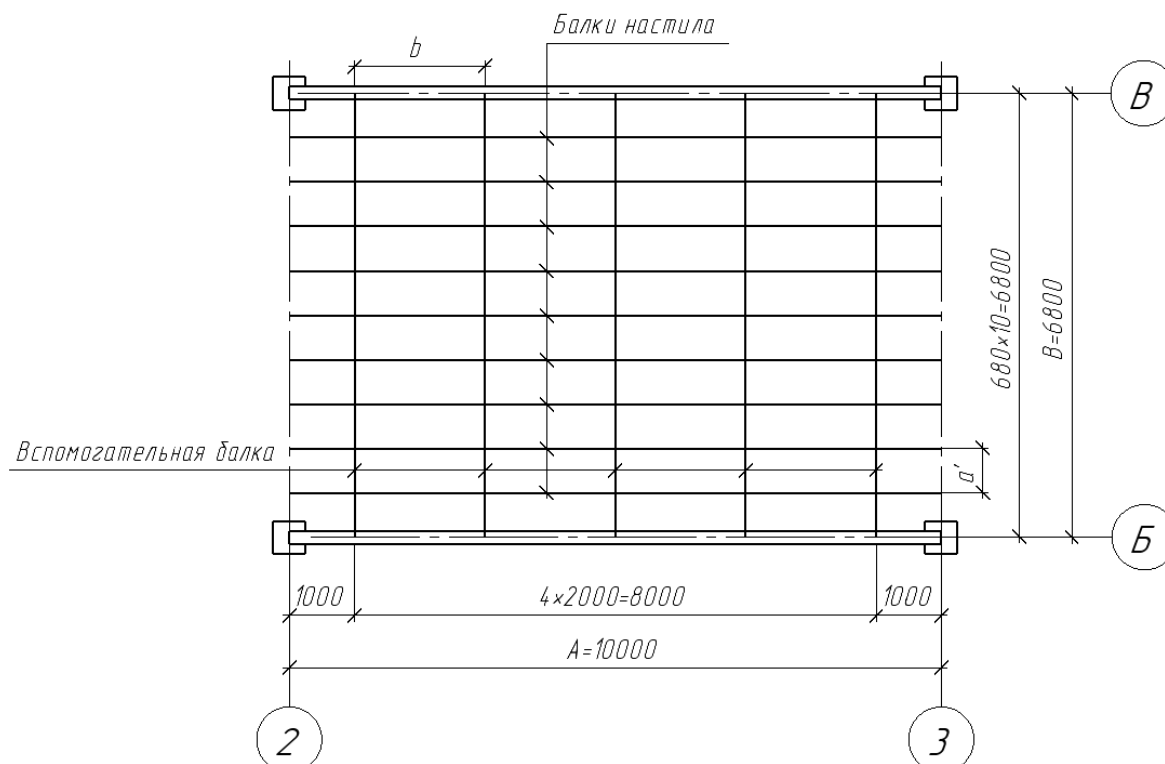


Рис. 1.3. Усложненная балочная клетка

Толщину настила для усложненной балочной клетки  $t_{н1}$  принимаем, используя предыдущие расчеты, из пропорции

$$\frac{l_{н1}}{l_{н2}} = \frac{t_{н1}}{t_{н2}}; t_{н2} = \frac{l_{н2} t_{н1}}{l_{н1}}, \quad (9)$$

где  $l_{н2}$  – пролет настила для УБК,  $l_{н2} = 0,68 \text{ м}$ ;

$$t_{н2} = \frac{0,68 \cdot 0,014}{1} = 0,0095 \text{ м} = 9,52 \text{ мм},$$

В соответствии ГОСТ 19903-74 «Сталь листовая горячекатанная. Сортамент»[1] принимаем  $t_{н2} = 8 \text{ мм}$ .

### 1.2.1. Подбор сечения балки настила

Определяем нагрузки на балки настила:

- нормативная

$$q_n = 1,02(t_{н2} \rho_{ст} + p^n) a' = 1,02(0,01 \cdot 78,5 + 19) \cdot 0,68 = 13,723 \text{ кН/м} \quad (10)$$

- расчётная

$$q = 1,02(t_{н2} \rho_{ст} \gamma_{f1} + p^n \gamma_{f2}) a' = 1,02(0,01 \cdot 78,5 \cdot 1,05 + 19 \cdot 1,2) \cdot 0,68 = 16,386 \text{ кН/м} \quad (11)$$

Максимальный изгибающий момент

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{16,386 \cdot 2^2}{8} = 8,193 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad (12)$$

$$l = b = 2 \text{ м.}$$

Требуемый момент сопротивления балки настила

$$W_{\text{треб}} = \frac{M_{\max} \cdot 100}{cR_y} = \frac{8,193 \cdot 100}{1,12 \cdot 24} = 30,48 \text{ см}^3. \quad (13)$$

По сортаменту принимаем двутавр №10 со следующими характеристиками:

$$J_x = 198 \text{ см}^4, W_x = 39,7 \text{ см}^3, m_2 = 9,46 \text{ кг/м.}$$

Проверка жёсткости (прогиба) балки

$$\frac{f}{l} = \frac{5q^{\text{н}}l^3}{384EJ_x \cdot 100} \leq \left[ \frac{f}{l} \right] = \frac{1}{250} = 0,004, \quad (14)$$

где  $\left[ \frac{f}{l} \right]$  относительная предельная деформация;  $E$  – модуль упругости стали,

$$E = 2,1 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2;$$

$$\frac{f}{l} = \frac{5 \cdot 13,723 \cdot 200^3}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 198 \cdot 100} = 0,0034 < \left[ \frac{f}{l} \right] = 0,004,$$

Данная балка удовлетворяет требованиям деформативности.

### 1.2.2. Подбор сечения вспомогательных балок для усложнённой балочной клетки

Нормативная нагрузка

$$q^{\text{н}} = 1,02 \left( t_{\text{н}2} \rho_{\text{ст}} + \frac{m_2}{100a'} + p^{\text{н}} \right) b = 1,02 \left( 0,01 \cdot 78,5 + \frac{9,46}{100 \cdot 0,68} + 19 \right) \cdot 2 = 40,645 \text{ кН/м} \quad (15)$$

Расчётная нагрузка

$$q = 1,02 \left( t_{\text{н}2} \rho_{\text{ст}} \gamma_{f_1} + \frac{m_2}{100a'} \gamma_{f_1} + p^{\text{н}} \gamma_{f_2} \right) b = 1,02 \left( 0,01 \cdot 78,5 \cdot 1,05 + \frac{9,46}{100 \cdot 0,68} \cdot 1,05 + 19 \cdot 1,2 \right) \cdot 2 = 48,491 \text{ к} \quad (16)$$

Максимальный изгибающий момент

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{48,491 \cdot 6,8^2}{8} = 280,278 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad (17)$$

где  $l$  – пролет вспомогательной балки,  $l = B = 6,8 \text{ м}$ .

Требуемый момент сопротивления

$$W_{\text{треб}} = \frac{M_{\max} \cdot 100}{cR_y} = \frac{280,278 \cdot 100}{1,12 \cdot 24} = 1042,7 \text{ см}^3 \quad (18)$$

По сортаменту принимаем двутавр №45 со следующими характеристиками:

$$J_x = 27696 \text{ см}^4, W_x = 1231 \text{ см}^3, m_3 = 66,5 \text{ кг/м.}$$

Проверка жёсткости:

$$\frac{f}{l} = \frac{5q^{\#}l^3}{384EJ_x} = \frac{5 \cdot 40,645 \cdot 680^3}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 27696 \cdot 100} = 0,0029 < \left[ \frac{f}{l} \right] = 0,004 \quad (19)$$

Условие деформативности выполняется.

Определяем расход материалов по УБК:

$$V_2 = t_{\text{в2}} \rho_{\text{ст}} + \frac{m_2}{a'} + \frac{m_3}{b} = 0,01 \cdot 7850 + \frac{9,46}{0,68} + \frac{66,5}{2} = 125,662 \text{ кг/м}^2$$

К дальнейшей разработке принимаем вариант с меньшим расходом материала, т.е.

УБК.

## 2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ГЛАВНОЙ БАЛКИ

### 2.1. Сбор нагрузок

Главная балка проектируется в виде сварного симметричного двутавра (рис. 2.1)

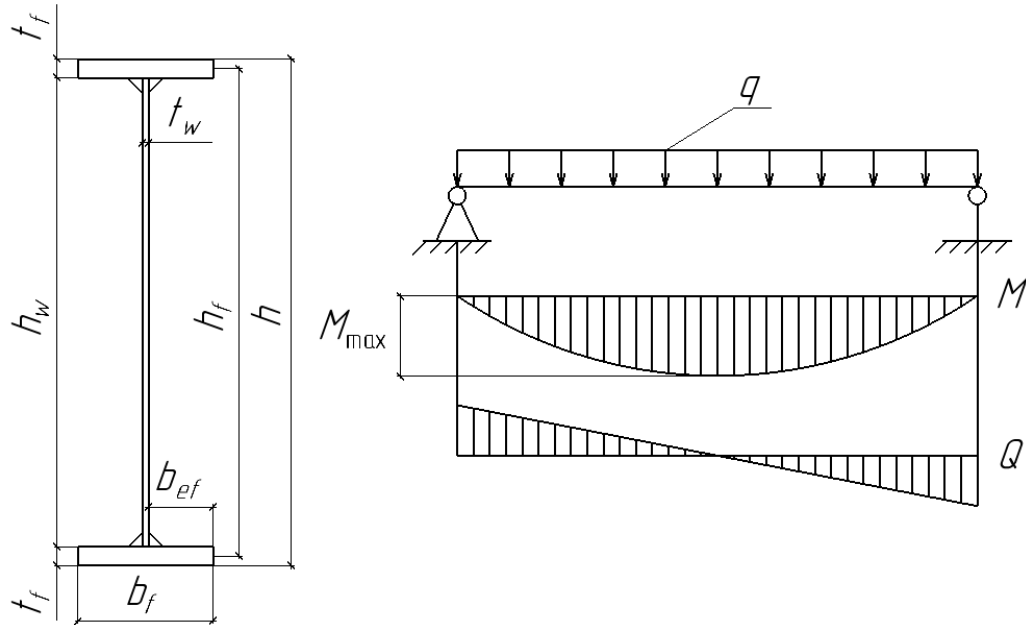


Рис. 2.1. Главная балка

Нагрузка на главную балку:

- нормативная

$$q_n = 1,02(V + p^n)B = 1,02 \left( \frac{125,662}{100} + 19 \right) 6,8 = 140,5 \text{ кН/м} \quad (20)$$

-расчетная

$$q = 1,02(V\gamma_{f_1} + p^n\gamma_{f_2})B = 1,02 \left( \frac{125,662}{100} 1,05 + 19 \cdot 1,2 \right) 6,8 = 167,293 \text{ кН/м}, \quad (21)$$

где  $V$  – расход стали по варианту;  $B$ – ширина грузовой площади;  $\gamma_{f_1} = 1,05$ ;  $\gamma_{f_2} = 1,2$ .

Максимальный изгибающий момент

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{167,293 \cdot 10^2}{8} = 2091,163 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (22)$$

Максимальная поперечная сила

$$Q_{\max} = \frac{ql}{2} = \frac{167,293 \cdot 10}{2} = 836,465 \text{ кН} \quad (23)$$

Требуемый момент сопротивления балки

$$W_{\text{треб}} = \frac{M_{\max}}{cR_y} = \frac{2091,163 \cdot 100}{1,12 \cdot 24} = 7779,624 \text{ см}^3 \quad (24)$$

### 2.2. Выбор высоты главной балки

Высота главной балки принимается из двух условий:



$$1) h \geq h_{\min};$$

$$2) h \approx h_{\text{опт}}$$

Первое условие обеспечивает жёсткость главной балки, второе условие – наименьшую материалоемкость балки.

Минимальная высота балки

$$h_{\min} = \frac{5R_y l}{24E} \left[ \frac{l}{f} \right] \frac{q_H}{q} = \frac{5 \cdot 24 \cdot 1000}{24 \cdot 2,1 \cdot 10^4} [400] \frac{140,5}{167,293} = 79,985 \text{ см}, \quad (25)$$

где  $l$  – пролет главной балки;  $l/f$  – величина, обратная допустимому относительному прогибу главной балки ( $f/l = 1/400$ ),  $l/f = 400$ .

Оптимальная высота балки из опыта проектирования

$$h_{\text{опт}} = k \sqrt{\frac{W_{\text{треб}}}{t_w}} = 1,1 \sqrt{\frac{7779,624}{1,2}} = 88,569 \text{ см}, \quad (26)$$

где  $k$  – коэффициент для сварных балок,  $k = 1,1$ ;  $t_w$  – толщина стенки, предварительно принимаем  $t_w = 1,2 \text{ см}$ .

Предварительно принимаем высоту балки по максимальной величине  $h = 88,569 \text{ см}$ .

Задаёмся толщиной поясов  $t_f = 36 \text{ мм}$ , тогда требуемая высота стенки будет

$$h_w = h_{\text{опт}} - 2t_f = 88,569 - 2 \cdot 3,6 = 81,369 \text{ см}. \quad (27)$$

В соответствии с ГОСТ 19903-74 «Сталь листовая горячекатанная. Сортамент» [1] на листовую сталь принимаем высоту стенки  $h_w = 900 \text{ мм}$ . Тогда окончательная высота балки

$$h = h_w + 2t_f = 900 + 2 \cdot 36 = 972 \text{ мм}. \quad (28)$$

### 2.3. Компоновка сечения

Фактическая толщина стенки принимается из условия прочности на срез

$$t_w \geq \frac{3 Q_{\max}}{2 R_s h_w} \quad (29)$$

$$t_w = \frac{3}{2} \cdot \frac{836,45}{0,58 \cdot 24 \cdot 90} = 0,95 \text{ см} \approx 1 \text{ см} = 10 \text{ мм},$$

где  $Q_{\max}$  – максимальная поперечная сила в балке (опорная реакция), кН;  $R_s$  – расчётное сопротивление стали срезу, кН/см<sup>2</sup>,  $R_s = 0,58R_y$ ;  $h_w$  – высота стенки балки (рис. 2.2).

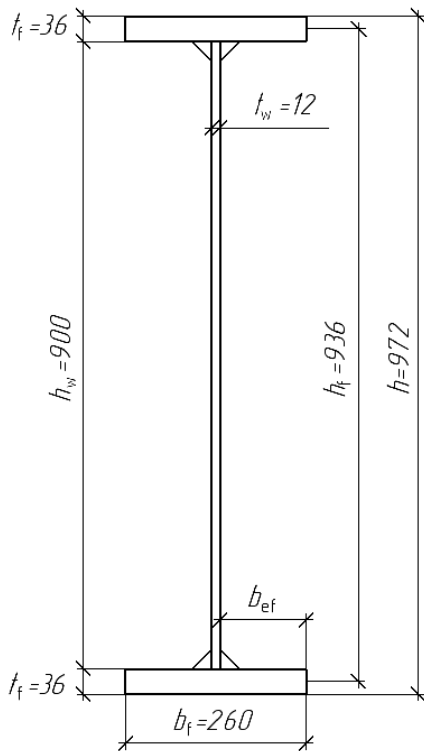


Рис. 2.2. Сечение главной балки

Предварительно мы приняли толщину стенки  $t_w = 1,2$  см, что подтверждается расчётом на срез. Окончательно  $t_w = 12$  мм.

Момент инерции стенки балки

$$J_w = \frac{t_w h_w^3}{12} = \frac{1,2 \cdot 90^3}{12} = 72900 \text{ см}^4 \quad (30)$$

Требуемый момент инерции для всего сечения балки

$$J_{x \text{ треб}} = \frac{W_{\text{треб}} h}{2} = \frac{7779,624 \cdot 97,2}{2} = 378089,727 \text{ см}^4 \quad (31)$$

Требуемый момент инерции поясных листов

$$J_f \text{ треб} = J_{x \text{ треб}} - J_w = 378089,727 - 72900 = 305189,727 \text{ см}^4 \quad (32)$$

Требуемая площадь поясных листов

$$A_{f \text{ треб}} = \frac{2J_{x \text{ треб}}}{h_f^2} = \frac{2 \cdot 305189,727}{93,6^2} = 69,67 \text{ см}^2, \quad (33)$$

где  $h_f$  – расстояние между центрами тяжести поясных листов,  $h_f = 93,6$  см.

Требуемая ширина поясных листов

$$b_f = \frac{A_{f \text{ треб}}}{t_f} = \frac{69,67}{3,6} = 19,353 \text{ см} \quad (34)$$

Окончательно требуемую ширину пояса принимаем в соответствии с ГОСТ 82-70 «Прокат стальной горячекатаный широкополосный универсальный. Сортамент» [2] на листовую сталь (кратно 5 мм, при этом не меньше 180 мм), принимаем  $b_f = 260$  мм.

Для обеспечения устойчивости пояса должны выполняться условия:

$$1) \frac{h}{b_f} \leq 5; \quad \frac{972}{260} = 3,738 < 5,$$

$$2) \frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}; \quad \frac{124}{36} = 3,44 < 0,5 \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^4}{24,0}} = 14,79 \quad (35)$$

$$b_{ef} = \frac{b_f - t_w}{2} = \frac{260 - 12}{2} = 124 \text{ мм},$$

где  $b_{ef}$  – свес пояса.

Условия выполняются, следовательно, окончательная ширина пояса  $b_f = 260 \text{ мм}$ .

Геометрические характеристики принятого сечения (рис. 2.2):

$$I_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + \frac{b_f t_f^3}{12} \cdot 2 + 2 b_f t_f \left( \frac{h - t_f}{2} \right)^2 = \frac{1,2 \cdot 90^3}{12} + 2 \left[ \frac{26 \cdot 3,6^2}{12} + 26 \cdot 3,6 \left( \frac{97,2 - 3,6}{2} \right)^2 \right] = 482969,088 \text{ см}^4 \quad (36)$$

$$W_x = \frac{J_x}{h/2} = \frac{482969,088}{97,2/2} = 9937,636 \text{ см}^3. \quad (37)$$

Прочность принятого сечения (перенапряжение допустимо не более 5%, принимается равным 1 для двутавровых сечений)

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{c W_x} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (38)$$

где  $\gamma_c$  – коэффициент условия работы,  $\gamma_c = 0,9$ .

$$\sigma = \frac{2091,163 \cdot 100}{1 \cdot 9937,636} = 21,043 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = 210,43 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 240 \cdot 0,9 \text{ МПа};$$

Условие прочности выполняется.

#### 2.4. Изменение сечения главной балки

В целях экономии стали в сечениях с меньшими изгибающими моментами по сравнению с  $M_{\max}$  производится уменьшение сечения путём уменьшения ширины верхнего и нижнего поясов (рис. 2.3).

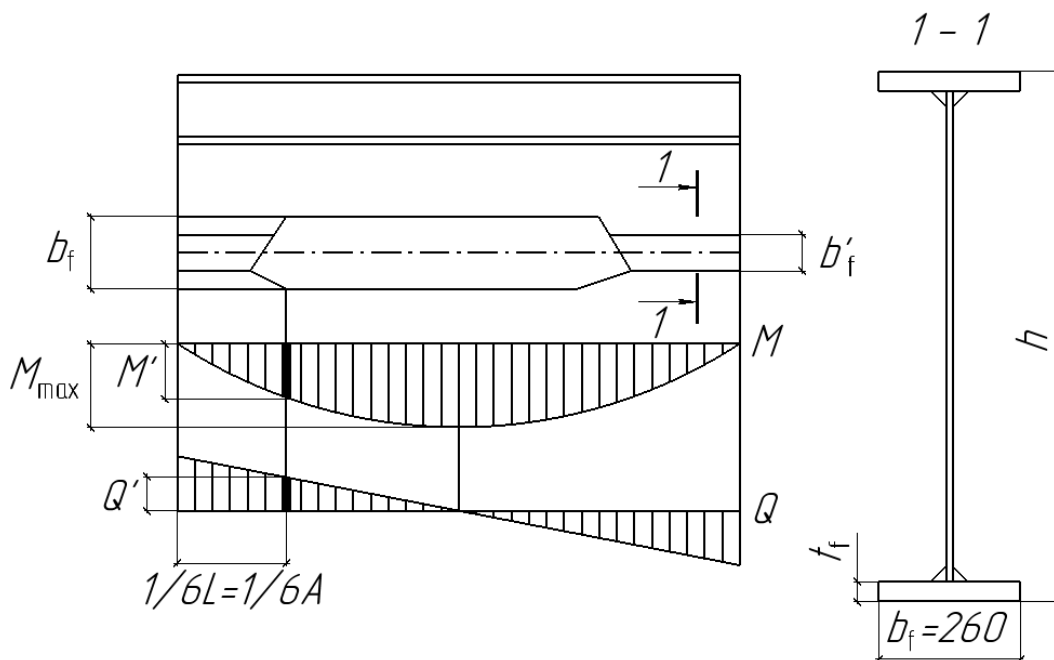


Рис. 2.3. Изменение сечения главной балки

Изменение сечения производится на расстоянии от опоры  $x = l/6$ . При  $b_f \leq 180 \text{ мм}$  изменение сечения не производится.

Определим изгибающий момент в месте изменений сечения:

$$x = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ м};$$

$$M' = \frac{qx(l-x)}{2} = \frac{167,293 \cdot 1,67(10 - 1,67)}{2} = 1163,615 \text{ кН} \cdot \text{м}. \quad (39)$$

Поперечная сила в этом сечении

$$Q' = q \left( \frac{l}{2} - x \right) = 167,293 \left( \frac{10}{2} - 1,67 \right) = 557,086 \text{ кН}. \quad (40)$$

Требуемый момент сопротивления измененного сечения определяется с учетом прочности стыкового сварного шва.

Расчетное сопротивление шва

$$R_{wy} = 0,85R_y; \quad (41)$$

$$R_{wy} = 0,85 \cdot 240 = 204 \text{ МПа} = 20,4 \text{ кН/см}^2.$$

Тогда

$$W'_{x \text{ треб}} = \frac{M'}{R_{wy}} = \frac{1163,615 \cdot 100}{20,4} = 5703,995 \text{ см}^3. \quad (42)$$

Требуемый момент инерции изменённого сечения

$$J'_{x \text{ треб}} = W'_{x \text{ треб}} \frac{h}{2} = 5703,995 \cdot \frac{97,2}{2} = 277214,157 \text{ см}^4. \quad (43)$$

Требуемый момент инерции изменённого пояса

$$J'_{f \text{ треб}} = J'_{x \text{ треб}} - J_w, \quad (44)$$

где  $J_w$  – момент инерции стенки, ранее определен  $J_w = 72900 \text{ см}^4$ ;

$$J'_{f \text{ треб}} = 277214,157 - 72900 = 204314,157 \text{ см}^4; \quad (45)$$

Требуемая ширина изменённого пояса

$$b'_f = \frac{2J'_{f \text{ треб}}}{t_f h_f^2} = \frac{2 \cdot 204314,157}{3,6 \cdot 93,6^2} = 12,956 \text{ см}. \quad (46)$$

Ширину листа принимаем по ГОСТ 82-70 «Прокат стальной горячекатанный широкополосный универсальный. Сортамент» [2]:

$$b'_f = 200 \text{ мм} = 20 \text{ см}$$

При изменении сечения пояса должно выполняться условие

$$\frac{b_f}{b'_f} = \frac{260}{200} = 1,3. \quad (47)$$

Определяем фактические характеристики изменённого сечения:

$$J'_x = J_w + 2 \left[ \frac{b'_f t_f^3}{12} + b'_f t_f \left( \frac{h_f}{2} \right)^2 \right] = 72900 + 2 \left[ \frac{20 \cdot 3,6^3}{12} + 20 \cdot 3,6 \left( \frac{93,6}{2} \right)^2 \right] = 388450,08 \text{ см}^4 \quad (48)$$

$$W'_x = \frac{J'_x}{h/2} = \frac{388450,08}{97,2/2} = 7992,8 \text{ см}^3. \quad (49)$$

Проверяем прочность измененного сечения в двух точках А и Б (рис. 2.4).

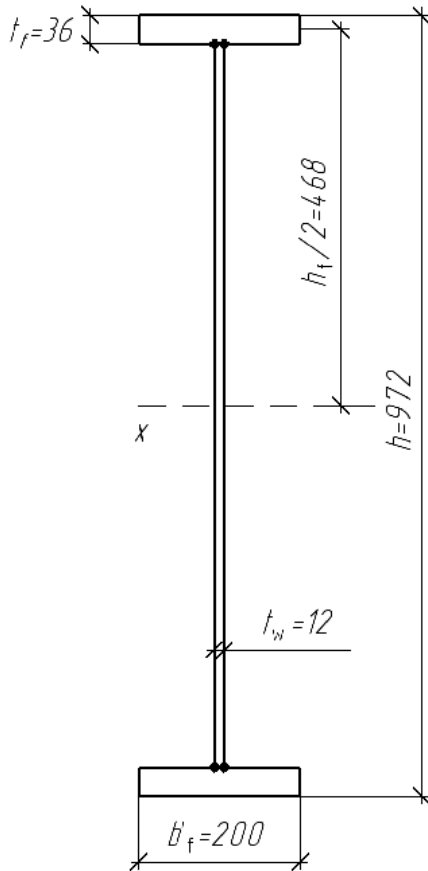


Рис. 2.4. Изменённое сечение главной балки

Нормальные напряжения:

$$\sigma_A = \frac{M' \cdot 100}{W'_x} = \frac{116361,5}{7992,8} = 14,558 \text{ кН/см}^2 \ll R_{wy} = 20,4 \text{ кН/см}^2 \quad (50)$$

Условие прочности выполняется;

$$\sigma_B = \frac{\sigma_A h_w}{h} = \frac{14,558 \cdot 90}{97,2} = 13,48 \text{ кН/см}^2 \ll R_{wy} = 20,4 \text{ кН/см}^2. \quad (51)$$

Условие прочности выполняется.

Статический момент измененного пояса относительно нейтральной оси

$$S'_f = b'_f t_f \frac{h_f}{2} = 20 \cdot 3,6 \cdot 46,8 = 3369,6 \text{ см}^3. \quad (52)$$

Касательные напряжения:

$$\tau_A = \frac{Q' S'_x}{J'_x t_w} \leq R_s, \quad (53)$$

где  $R_s$  – расчётное сопротивление срезу,

$$R_s = 0,58 R_y = 0,58 \cdot 24 = 13,92 \text{ кН/см}^2 \quad (54)$$

$$\tau_A = \frac{557,086 \cdot 4584,6}{388450,08 \cdot 1,2} = 5,479 \text{ кН/см}^2 < R_s = 13,92 \text{ кН/см}^2 \quad (55)$$

$$\tau_B = \frac{Q' S'_f}{J'_x t_w} = \frac{557,086 \cdot 3369,6}{388450,08 \cdot 1,2} = 4,027 \text{ кН/см}^2 < R_s = 13,92 \text{ кН/см}^2. \quad (56)$$

Приведённые напряжения проверяем в точке Б:

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_B^2 + 3\tau_B^2} \leq 1,15 R_y; \quad (57)$$

$$\sigma_{red} = \sqrt{13,48^2 + 3 \cdot 4,027^2} = 15,178 \text{ кН/см}^2 < 1,15 R_y = 27,6 \text{ кН/см}^2;$$

Условие прочности выполняется в обоих сечениях.

## 2.5. Расчёт узла сопряжения балок настила вспомогательных балок с главными балками

В целях экономии строительной высоты перекрытия стык балок осуществляем пониженным. Вспомогательные балки подвешиваем к рёбрам жёсткости главных балок, а балки настила опираем на верхние пояса главных и вспомогательных балок. Сопряжение балок показано на рис. 2.5.

Стык производим при помощи болтов нормальной точности класса 5.6 диаметром 20 мм, диаметр отверстий под болты 23 мм.

Расчётные сопротивления болтов срезу и смятию принимаем:  
 $R_{bs} = 190 \text{ МПа} = 19 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$ ;  $R_{bp} = 515 \text{ МПа} = 51,5 \text{ кН/см}^2$ .

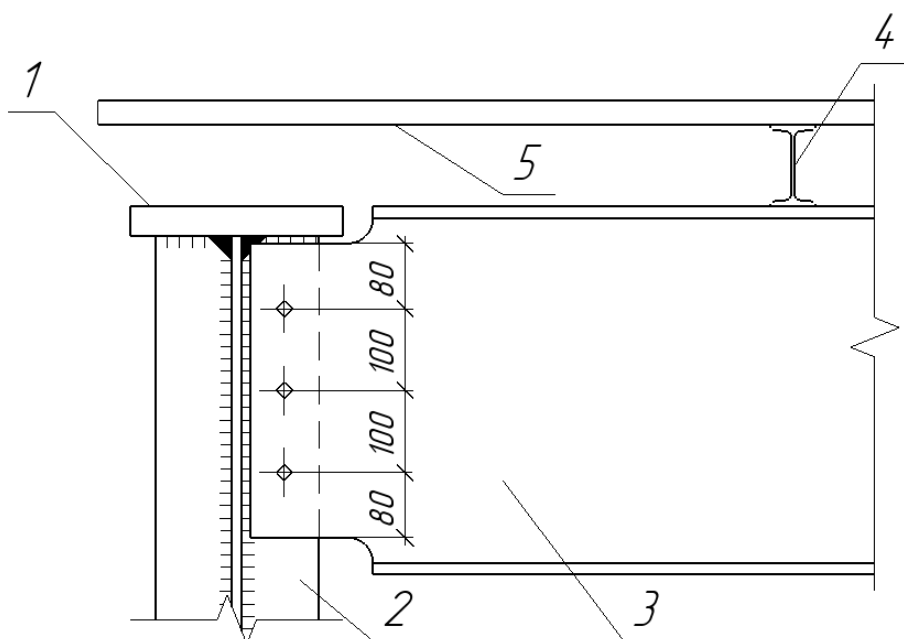


Рис. 2.5. Узел сопряжения балок: 1 – главная балка; 2 – ребро жёсткости главной балки; 3 – вспомогательная балка; 4 – балка настила; 5 – стальной настил

Рассчитаем несущую способность одного болта на срез, кН:

$$N_{bs} = R_{bs} \frac{\pi d_0^2}{4} \gamma_b, \quad (58)$$

где  $d_0$  – диаметр отверстия под болты,  $d_0 = 23 \text{ мм}$ ;  $\gamma_b$  – коэффициент условий работы,  $\gamma_b = 0,9$ ;

$$N_{bs} = 19 \cdot \frac{\pi \cdot 2,3^2}{4} \cdot 0,9 = 71 \text{ кН.}$$

Несущая способность на смятие, кН

$$N_{bp} = R_{bp} d_0 t_{\min} \gamma_b, \quad (59)$$

где  $t_{\min}$  – минимальная толщина соединяемых элементов, принимается по толщине ребра равной 8 мм;

$$N_{bp} = 51,5 \cdot 2,3 \cdot 0,8 \cdot 0,9 = 85,3 \text{ кН.}$$

Количество болтов находим по минимальному значению несущей способности:

$$N_{\min} = N_{bs} = 71 \text{ кН.}$$

Болты воспринимают реакцию, т.е. усилие, возникающее на опоре вспомогательной балки  $V_{в.б}$ , кН:

$$V_{в.б} = \frac{q_{в.б} l_{в.б}}{2}, \quad (60)$$

где  $q_{в.б}$  – расчетная нагрузка на вспомогательную балку (см п.1.2.2);  $l_{в.б}$  – расчетная длина вспомогательной балки;

$$V_{в.б} = \frac{48,491 \cdot 6,8}{2} = 164,869 \text{ кН.}$$

Количество болтов определяем по формуле

$$n \geq \frac{V_{в.б}}{N_{\min}}, \quad (61)$$

$$n = \frac{164,869}{71} = 2,32 \approx 3.$$

Принимаем 3 болта и размещаем их вертикально по высоте балки на одинаковых расстояниях друг от друга.

### **2.6. Обеспечение местной устойчивости стенки главной балки**

Местная устойчивость балки включает устойчивость поясов и устойчивость стенки.

Устойчивость поясов обеспечивается при конструировании сечения определенным соотношением размеров (п. 2.3).

Устойчивость стенки обеспечивается постановкой поперечных ребер жёсткости. Рёбра жёсткости служат опорой для крепления вспомогательных балок. Рёбра воспринимают местные напряжения от них, поэтому рёбра жёсткости ставим в сечениях, где примыкают вспомогательные балки в соответствии со схемой усложнённой балочной клетки (рис. 2.6).

Рассчитаем условную гибкость стенки:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{90}{1} \sqrt{\frac{24}{2,1 \cdot 10^4}} = 3,043. \quad (62)$$

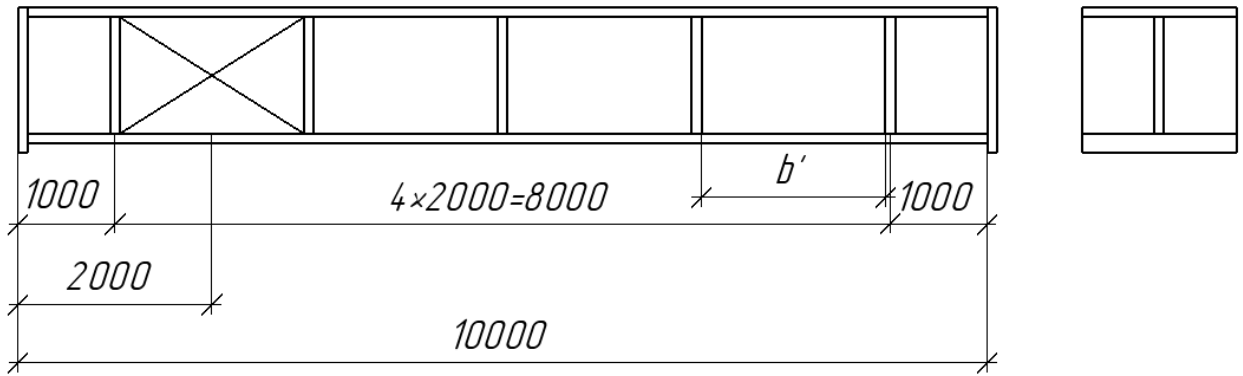


Рис. 2.6. Схема расположения рёбер жёсткости

Расчетный шаг рёбер жёсткости  $b$  зависит от величины условной гибкости:

$$\bar{\lambda}_w \leq 3,2, \text{ то } b \leq 2,5 h_w; \bar{\lambda}_w > 3,2, \text{ то } b \leq 2 h_w. \quad (63)$$

Проверяем соответствие принятого шага рёбер расчётным условиям:

$$\bar{\lambda}_w = 3,043 < 3,2, b \leq 2,5 h_w, b = 200 \text{ мм} < 2,5 h_w = 2,5 \cdot 90 = 225 \text{ мм};$$

следовательно, дополнительные рёбра жёсткости ненужны и схема расстановки остается прежней.

Производим расчёт приопорного отсека на местную устойчивость. Находим расстояние до середины отсека:  $x_1 = 2 \text{ м}$ .

Это расстояние совпало с местом изменения сечения ( $x = 2 \text{ м}$ ), поэтому изгибающий момент и поперечную силу в данном сечении можно не вычислять.

В других случаях они вычисляются по аналогии с усилиями при изменении сечения:

$$M_{x1} = \frac{q x_1 (l - x_1)}{2} \quad (64)$$

$$Q_{x1} = q \left( \frac{l}{2} - x_1 \right) \quad (65)$$

$$M_{x1} = M' = 1163,615 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q_{x1} = Q' = 557,086 \text{ кН}$$

Нормальные напряжения:

$$\sigma_{x1} = \frac{M_{x1} \cdot 100}{W'_x} = \frac{1163,615 \cdot 100}{7992,8} = 14,558 \text{ кН/см}^2 \quad (66)$$

Касательные средние напряжения

$$\tau_{x1} = \frac{Q_{x1}}{h_w t_w} = \frac{557,086}{90 \cdot 1,2} = 5,158 \text{ кН/см}^2 \quad (67)$$

Критические нормальные напряжения, которые возникают при потере устойчивости,  $\text{кН/см}^2$



$$\sigma_{cr} = \frac{C_{cr} R_y}{\bar{\lambda}_w^2}, \quad (68)$$

где  $C_{cr}$  – коэффициент, принимаемый в зависимости от  $\delta$ , определяемого по формуле:

$$\delta = 0,8 \cdot \frac{b_f}{h_w} \left( \frac{t_f}{t_w} \right)^3; \quad (69)$$

$b_f = b'_f$  для данного примера;

$$\delta = 0,8 \cdot \frac{20}{90} \left( \frac{3,6}{1,2} \right)^3 = 4,8.$$

Значение коэффициента  $C_{cr}$  для стенок балок (таблица 1).

Таблица 1 – Значение коэффициента  $C_{cr}$

$\delta$	$\leq 0,8$	1	2	4	6	10	$\geq 30$
$C_{cr}$	30	31,5	33,3	34,6	34,8	35,1	35,5

Проинтерполировав, получаем  $C_{cr} = 34,68$ .

Тогда

$$\sigma_{cr} = \frac{34,68 \cdot 24}{3,043^2} = 89,885 \text{ кН/см}^2$$

Определяем критические касательные напряжения, которые возникают при потере устойчивости,  $\text{кН/см}^2$

$$\tau_{cr} = 10,3 \left( 1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_w^2}, \quad (70)$$

где  $R_s$  – расчётное сопротивление срезу,  $R_s = 0,58 R_y = 0,58 \cdot 24 = 13,92 \text{ кН/см}^2$ ;

$\mu$  – коэффициент, равный отношению большей стороны рассматриваемого отсека к меньшей стороне,  $\mu = 200/90 = 2,22$ .

Местные напряжения  $\sigma_{loc} = 0$ , так как между рёбрами вспомогательных балок нет.

Тогда

$$\tau_{cr} = 10,3 \left( 1 + \frac{0,76}{2,22^2} \right) \cdot \frac{13,92}{3,043^2} = 17,871 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость стенки считается обеспеченной, если соблюдается условие

$$\sqrt{\left( \frac{\sigma_{x1}}{\sigma_{cr}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_{x1}}{\tau_{cr}} \right)^2} \leq \gamma_c, \quad (71)$$

где  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы конструкции,  $\gamma_c = 0,9$ ;

$$\sqrt{\left( \frac{14,558}{89,885} \right)^2 + \left( \frac{5,158}{17,871} \right)^2} = 0,331 < \gamma_c = 0,9.$$

В данном отсеке условие устойчивости стенки выполняется.

Проверку устойчивости центрального отсека производим с учетом пластических деформаций по формуле

$$M_{\max} \cdot 100 \leq R_y \gamma_c h_w^2 t_w \left( \frac{A_f}{A_w} + \alpha \right), \quad (72)$$

где  $\alpha = 0,24 - 0,15 \left( \frac{\tau}{R_s} \right) - 8,5 \cdot 10^{-3} (\bar{\lambda}_w - 2,2)^2$ ; так как в данном сечении  $\tau = 0$ , то  $\alpha = 0,24 - 8,5 \cdot 10^{-3} (\bar{\lambda}_w - 2,2)^2 = 0,24 - 8,5 \cdot 10^{-3} (3,043 - 2,2)^2 = 0,234$ ;  $A_f$  – площадь пояса,  $\text{см}^2$ ,  $A_f = 26 \cdot 3,6 = 93,6 \text{ см}^2$ ;  $A_w$  – площадь стенки,  $\text{см}^2$ ,  $A_w = 90 \cdot 1 = 90 \text{ см}^2$ ;

$$2091,163 \cdot 100 = 209116,3 \text{ кН} \cdot \text{см} < 24 \cdot 1 \cdot 90^2 \cdot 1 \left( \frac{93,6}{90} + 0,234 \right) = 247665,6 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Условие устойчивости выполняется.

### **2.7. Проверка местных напряжений в стенках балок**

Местные напряжения возникают в стенках тех балок, на которые сверху опираются другие балки (этажное сопряжение).

В курсовом проекте такое опирание существует между балками настила и вспомогательными балками. В главных балках местных напряжений в стенках не возникает, так как вспомогательные балки подвешиваются на рёбра жёсткости, а между рёбрами балок нет.

Произведём расчёт местных напряжений в стенках вспомогательных балок (рис. 2.7).

Давление от балки настила на вспомогательную балку составляет две опорных реакции:

$$F = 2Q_{б.н} = \frac{q_{б.н} l_{б.н} \cdot 2}{2}, \quad (73)$$

где  $q_{б.н}$  – расчётная нагрузка на балку настила (п. 1.2.1),  $q_{б.н} = 16,386 \text{ кН/м}$ ;  $l_{б.н}$  – пролёт балки настила,  $l_{б.н} = 2 \text{ м}$ ;

$$F = \frac{16,386 \cdot 2 \cdot 2}{2} = 32,77 \text{ кН}$$

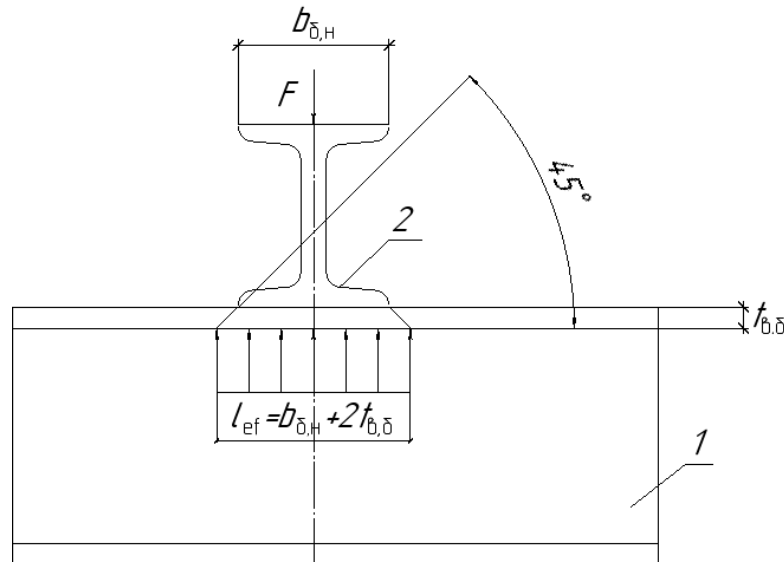


Рис. 2.7. Распределение местных напряжений: 1 - вспомогательная балка; 2 - балка настила

Местные напряжения определяются по формуле

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{l_{ef} t_w} \leq R_y, \quad (74)$$

где  $l_{ef}$  – расчётная длина, на которой возникают местные напряжения,  $l_{ef} = b_{б.н} + 2t_{б.б}$ , см;  $b_{б.н}$  – толщина пояса балки настила;  $t_{б.б}$  – толщина пояса вспомогательной балки;  $t_w$  – толщина стенки вспомогательной балки.

В соответствии с сортаментом  $b_{б.н} = 55$  см;  $t_{б.б} = 15,2$  мм;  $t_w = 12$  мм; тогда

$$l_{ef} = 5,5 + 2 \cdot 1,52 = 8,54 \text{ см};$$

$$\sigma_{loc} = \frac{32,77}{8,54 \cdot 1,2} = 3,198 \text{ кН/см}^2 < R_y = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность обеспечена.

### 2.8. Обеспечение общей устойчивости главной балки

Общая устойчивость главной балки считается обеспеченной, если выполняются условия:

1) верхние пояса балок связываются между собой жёстким настилом, непрерывно опирающимся на балки, – в нашем случае это условие выполняется;

2) отношение расчётного пролёта балки к ширине пояса должно быть ограничено в соответствии с СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции» [6]:

$$\frac{l_{ef}}{b_f} < \delta \left[ 0,41 + 0,0032 \cdot \frac{b_f}{t_f} + \left( 0,73 - 0,016 \cdot \frac{b_f}{t_f} \right) \frac{b_f}{h_f} \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (75)$$

где  $l_{ef}$  – расчётный пролёт главной балки при расчетах на устойчивость, принимается равным расстоянию между балками либо связями, раскрепляющими данную балку из

плоскости, в нашей работе  $l_{ef} = b = 200 \text{ см}$ ;  $\delta$  – коэффициент упругости для сечений, работающих упруго, принимается  $\delta = 1,0$ ;

$$\frac{200}{26} = 7,692 < 1,0 \left[ 0,41 + 0,0032 \cdot \frac{26}{3,6} + \left( 0,73 - 0,016 \cdot \frac{26}{3,6} \right) \frac{26}{93,6} \right] \sqrt{\frac{21,10^4}{24}} = 17,86.$$

Общая устойчивость балки обеспечена.

### 2.9. Расчёт угловых сварных швов между поясом и стенкой балки

Принимаем для стали марки С255 по ГОСТ 9467-75 «Электроды покрытые металлические для ручной дуговой сварки конструкционных и теплоустойчивых сталей» [7] электроды типа с расчётным сопротивлением  $R_{wf} = 200 \text{ МПа}$ .

Для ручной сварки принимаем коэффициент сварки  $\beta = 0,7$ . Определяем катет шва из формулы для определения касательных напряжений

$$k_{f1\text{треб}} \geq \frac{Q_{\max} S'_f}{J'_x \cdot 2\beta_f R_{wf}}; \tag{76}$$

$$k_{f1\text{треб}} = \frac{836,465 \cdot 3369,6}{388450,08 \cdot 2 \cdot 0,7 \cdot 20} = 0,259 \text{ см} = 2,59 \text{ мм}.$$

В соответствии с ГОСТ 9467-75 «Электроды покрытые металлические для ручной дуговой сварки конструкционных и теплоустойчивых сталей» [7] по условию свариваемости принимаем катет шва  $k_f = 6 \text{ мм}$ .

### 2.10. Расчёт и конструирование опорного узла главной балки

Опираение главной балки на колонну производится сверху навыступающие части опорных рёбер (рис. 2.8).

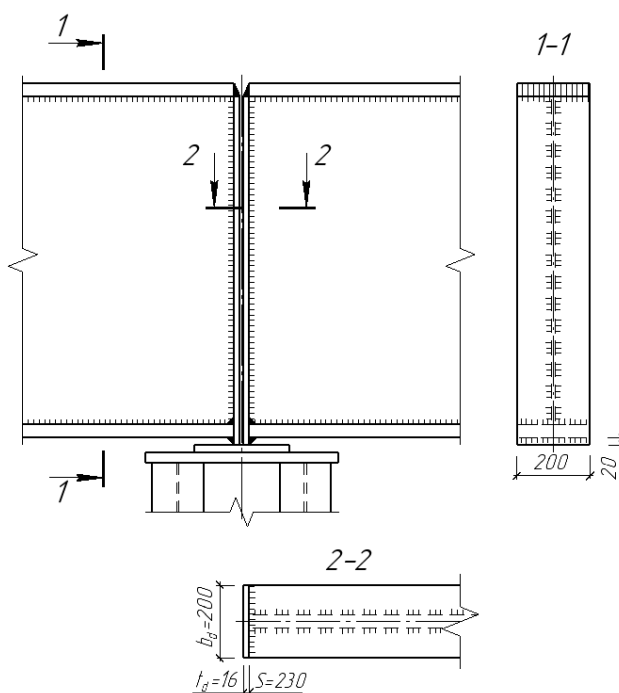


Рис. 2.8. Опорная часть главной балки

Требуемая площадь сечения опорного ребра

$$A_d = \frac{Q_{\max}}{R_p}, \quad (77)$$

где  $Q_{\max}$  – опорная реакция в главной балке;  $R_p$  – расчётное сопротивление смятию торцовой поверхности,

$$R_p = \frac{R_{un}}{\gamma_m} = \frac{37}{1,05} = 35,238 \text{ кН/см}^2; \quad (78)$$

$R_{un}$  – нормативное сопротивление по пределу прочности;  $\gamma_m$  – коэффициент надёжности по материалу,  $\gamma_m = 1,05$ ;

$$A_d = \frac{Q_{\max}}{R_p} = \frac{836,465}{35,238} = 23,738 \text{ см}^2. \quad (79)$$

Требуемая толщина опорного ребра

$$t_d = \frac{A_d}{b_d} = \frac{23,738}{20} = 1,187 \text{ см}, \quad (80)$$

где  $b_d = b'_f$ .

Окончательно  $t_d$  принимается по сортаменту на листовую сталь,  $t_d = 16 \text{ мм}$ .

Кроме смятия торца, опорное ребро работает на сжатие, и поэтому необходимо проверить устойчивость условной стойки. В сечение условной стойки, кроме сечения самого опорного ребра, входит часть стенки главной балки. Длину этой части определяем по формуле

$$s = 0,65 t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,65 \cdot 1,2 \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^4}{24}} = 23,072 \text{ см}. \quad (81)$$

Площадь сечения условной стойки находим следующим образом:

$$A_s = b_d t_d + t_w s = 20 \cdot 1,6 + 1,2 \cdot 23,072 = 59,686 \text{ см}^2. \quad (82)$$

Проверка устойчивости сводится к выполнению условия

$$\sigma = \frac{Q_{\max}}{\varphi A_s} \leq R_y, \quad (83)$$

где  $\varphi$  – коэффициент продольного изгиба (определяется в зависимости от  $R_y$  и  $\lambda_z$ ).

Таким образом, необходимо определить гибкость:

$$\lambda_z = \frac{h_w}{i_z} = \frac{90}{4,227} = 21,292, \quad (84)$$

где  $i_z$  – радиус инерции сечения условной стойки,

$$i_z = \sqrt{\frac{J_z}{A_s}} = \sqrt{\frac{1066,67}{59,686}} = 4,227 \text{ см}; \quad (85)$$

$J_z$  – момент инерции сечения условной стойки,

$$J_z = \frac{t_d b_d^3}{12} = \frac{16 \cdot 20^3}{12} = 1066,67 \text{ см}^4. \quad (86)$$

После интерполяции принимаем  $\varphi = 0,958$  и рассчитываем

$$\sigma = \frac{Q_{\max}}{\varphi A_s} = \frac{836,465}{0,958 \cdot 59,686} = 14,629 \text{ кН/см}^2 < R_y = 24 \text{ кН/см}^2. \quad (87)$$

### 2.11. Расчёт и конструирование укрупнительного стыка главной балки

Стык проектируется в середине пролёта балки и осуществляется при помощи 3 накладок пояса и парных накладок стенки на высокопрочных болтах (рис. 2.9).

Размеры накладок, перекрывающих пояса, определяются следующим образом:

– суммарная площадь трёх накладок пояса должна быть не менее его площади:

$$\Sigma A_H \geq A_f;$$

– длина накладок определяется из условия расстановки узлов. Высокопрочные болты принимаются  $d = 20$  мм, марки 40X «Селект» современным нормативным сопротивлением  $R_{bunn} = 110 \text{ кН/см}^2$ ;

– расчётная несущая способность болта на одну плоскость трения

$$Q_{bh} = \frac{0,7 R_{bunn} \gamma_b A_{bn} \mu}{\gamma_n} = \frac{0,7 \cdot 110 \cdot 2,45 \cdot 0,42}{1,02} = 77,679 \text{ кН}, \quad (88)$$

где  $\gamma_b$  – коэффициент, учитывающий работу болта;  $A_{bn}$  – площадь сечения болта нетто;  $\mu$  – коэффициент трения;  $\gamma_n$  – коэффициент, учитывающий работу болта.

Усилие, которое может возникнуть в верхнем поясе,

$$N = R_y A = 24 \cdot 26 \cdot 3,6 = 2246,4 \text{ кН}. \quad (89)$$

Количество болтов с одной стороны стыка

$$n \geq \frac{N}{\gamma_c m_{тр} Q_{bh}}, \quad (90)$$

$$n = \frac{2246,4}{1 \cdot 2 \cdot 77,679} = 14,46 \approx 16 \text{ шт.},$$

где  $\gamma_c$  – коэффициент, учитывающий назначение конструкции;  $m_{тр}$  – число плоскостей трения в стыке пояса,  $m_{тр} = 2$ .

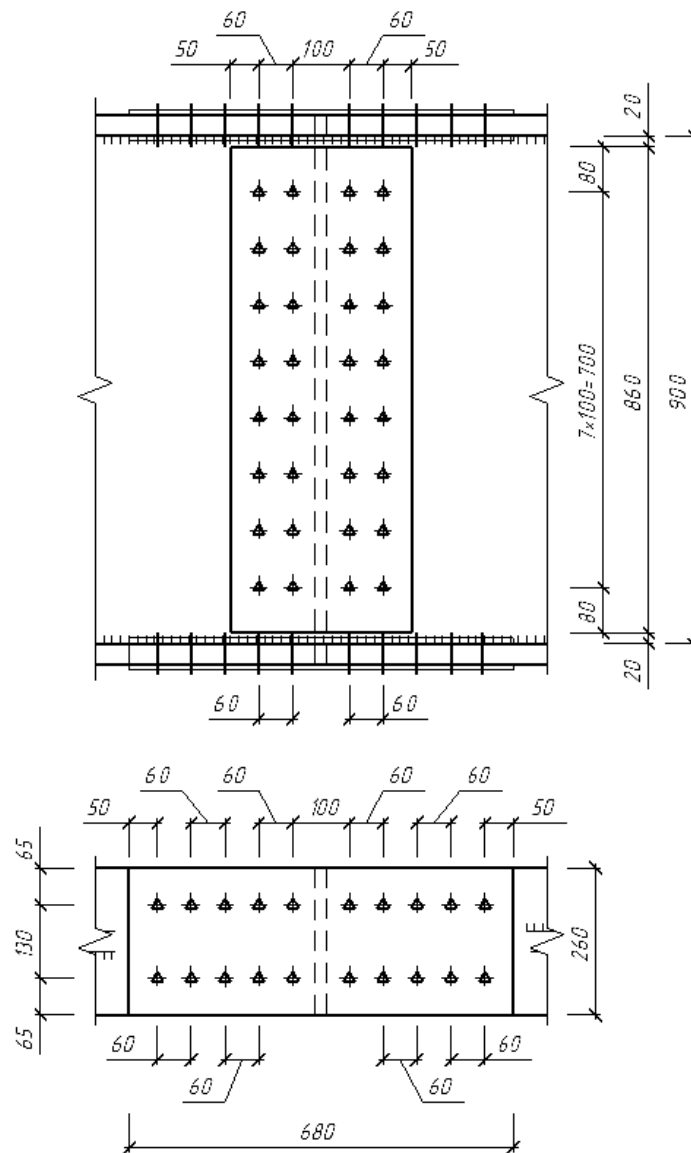


Рис. 2.9. Размещение болтов на монтажном стыке главной балки

Число болтов округляется в большую сторону, и болты расставляются в два ряда с каждой стороны стыка пояса и по разные стороны стыка стенки. Окончательная длина накладки должна быть кратна 10 мм.

Изгибающий момент, воспринимаемый стенкой,

$$M_w = \frac{M_{\max} J_w}{J_x} = \frac{2091,163 \cdot 72900}{482969,088} = 315,643 \text{ кН} \cdot \text{м}. \quad (91)$$

Болты в стыке расставляются вертикальными и горизонтальными рядами. Максимально нагруженные болты находятся вдали от нейтральной оси рядах (горизонтальных). Максимальное усилие в наиболее нагруженном болте (должно быть  $N_{\max} \leq m_{\text{тр}} Q_{bh} = 155,358$ ):

$$N_{\max} = \frac{M_w h_{\max}}{m \sum h_i^2}, \quad (92)$$

где  $h_{\max}$  – расстояние между наиболее удалёнными от нейтральной оси горизонтальными рядами;  $m$  – число вертикальных рядов болтов с каждой стороны стыка;  $\sum h_i^2$  – сумма квадратов расстояний между равноудалёнными от нейтральной оси горизонтальными рядами,

$$\sum h_i^2 = h_1^2 + h_2^2 + \dots + h_{\max}^2 = 0,1^2 + 0,3^2 + 0,5^2 + 0,7^2 = 0,84 \text{ м}^2; \quad (93)$$

$$N_{\max} = \frac{315,643 \cdot 0,7}{2 \cdot 0,84} = 131,518 \text{ кН} < m_{\text{тр}} Q_{\text{bh}} = 155,358 \text{ кН};$$

Условие прочности выполнено.

Размеры накладок определяются из условия расстановки болтов.



### 3. РАСЧЁТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТОЙ КОЛОННЫ

Колонна сквозного сечения проектируется составной из двух ветвей, соединенных междусобой планками (рис. 3.1).

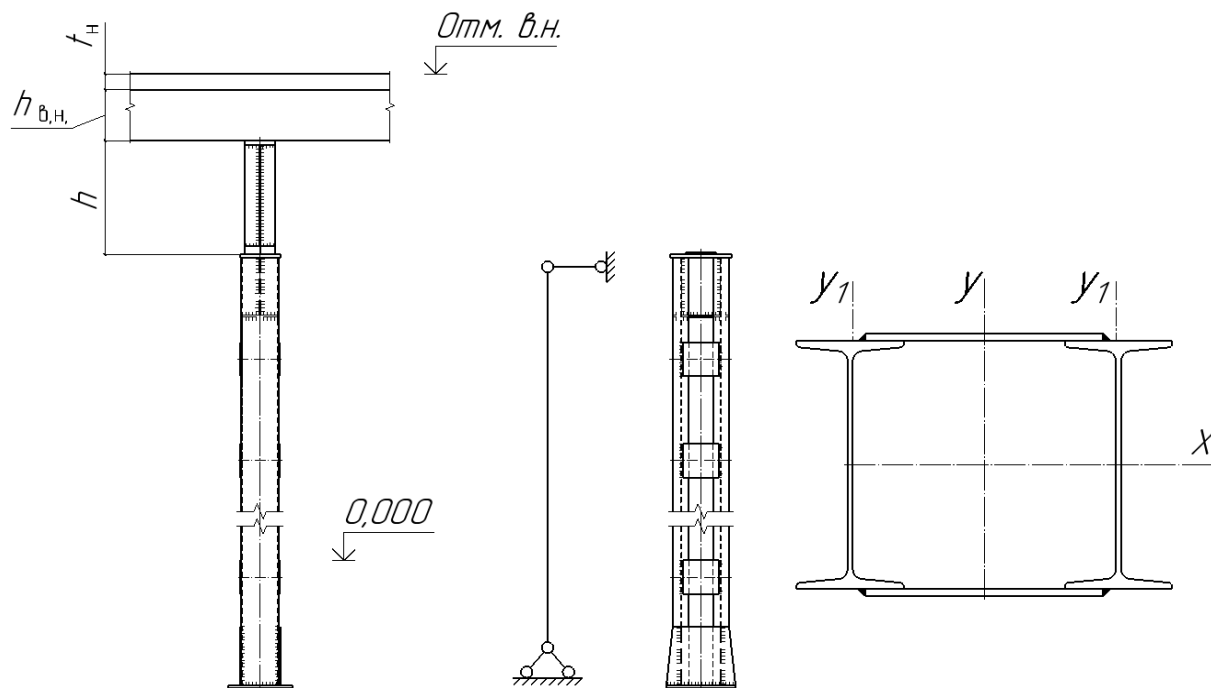


Рис. 3.1. Колонна сквозного сечения

Сечение каждой ветви из прокатного двутавра.

#### 3.1. Определение расчётной нагрузки

Расчетную нагрузку на колонну определяем по формуле

$$N = 2Q_{\max} + G, \quad (94)$$

где  $G$  – вес главной балки,  $G = A\rho_{ст}l = 0,02952 \cdot 78,5 \cdot 10 = 23,173$  кН;  $A$  – площадь сечения главной балки,  $m^2$ ,  $A = 26 \cdot 3,6 \cdot 2 + 90 \cdot 1,2 = 295,2$   $cm^2 = 0,02952$   $m^2$ ;  $\rho_{ст} = 78,5$   $кН/м^3$ ;  $l = 10$  м – пролёт главной балки;

$$N = 2 \cdot 836,465 + 23,173 = 1696,103 \text{ кН.}$$

Расчётные длины колонны в плоскости и из плоскости конструкции:

$$l_x = \mu_x l; \quad (95)$$

$$l_y = \mu_y l, \quad (96)$$

где  $\mu_x, \mu_y$  – коэффициенты защемления балки,  $\mu_x = \mu_y = 1$ .

Фактическая длина колонны:

$$l_k = \text{Отм}_{в.н} - t_n - h_{б.н} - h + h_z = 6,5 - 0,01 - 0,1 - 0,972 + 1 = 6,418 \text{ м}, \quad (97)$$

где  $\text{Отм}_{в.н}$  – отметка верха настила;  $t_n$  – толщина настила;  $h_{б.н}$  – высота балки настила;  $h$  – высота главной балки;  $h_z$  – глубина защемления колонны.

### 3.2. Подбор сечения колонны

Требуемая площадь сечения

$$A_{\text{треб}} = \frac{N}{\varphi R_y} = \frac{1696,103}{0,7 \cdot 24} = 100,959 \text{ см}^2, \quad (98)$$

где  $\varphi$  – предельное значение коэффициента продольного изгиба,  $\varphi = 0,7 - 0,8$ .

Требуемая площадь одной ветви

$$A_{\text{треб1}} = \frac{A_{\text{треб}}}{2} = \frac{100,959}{2} = 50,48 \text{ см}^2. \quad (99)$$

По сортаменту подбираем двутавр I №33  $cJ_x = 9840 \text{ см}^4$ ,  $J_{y1} = 419 \text{ см}^4$ ,  $m = 42,2 \text{ кг/м}$ ,  $A_1 = 53,8 \text{ см}^2$ ,  $i_x = 13,5 \text{ см}$ ,  $i_y = 2,79 \text{ см}$ ,  $b_1 = 140 \text{ мм}$ .

Гибкость колонны относительно материальной оси

$$\lambda_x = \frac{l_k}{i_x} = \frac{641,8}{13,5} = 47,541 < \lambda_u = 120. \quad (100)$$

Приведённая гибкость сечения

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}, \quad (101)$$

$\lambda_1$  – гибкость отдельной ветви, задается в пределах  $\lambda_1 = 20 \dots 40$ .

Принимаем  $\lambda_1 = 30$  и рассчитываем требуемую гибкость относительно свободной оси

$$\lambda_{y \text{ треб}} = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_1^2} = \sqrt{47,541^2 - 30^2} = 36,88. \quad (102)$$

С другой стороны,  $\lambda_y$  определяется следующим образом:

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_{y \text{ треб}}}. \quad (103)$$

Отсюда требуемый радиус инерции сечения

$$i_{y \text{ треб}} = \frac{l_y}{\lambda_{y \text{ треб}}} = \frac{641,8}{36,88} = 17,402 \text{ см}. \quad (104)$$

Требуемая ширина сечения

$$b_{\text{треб}} = \frac{i_{y \text{ треб}}}{\alpha_y} = \frac{17,402}{0,52} = 33,465 \text{ см}, \quad (105)$$

где  $\alpha_y$  – коэффициент, зависящий от формы сечения, принимается  $\alpha_y = 0,52$  для двутаврового сечения, ( $\alpha_y = 0,44$  для швеллера).

Принимаем ширину сечения колонны  $b = 35 \text{ см}$  и проверяем возможность размещения на ней минимального зазора между ветвями  $\Delta = 150 \text{ мм}$ :

$$\Delta = 35 - 14 = 21 \text{ см} > \Delta_{\text{min}} = 15 \text{ см},$$

что достаточно, оставляем сечение шириной 35 см (рис. 3.2).

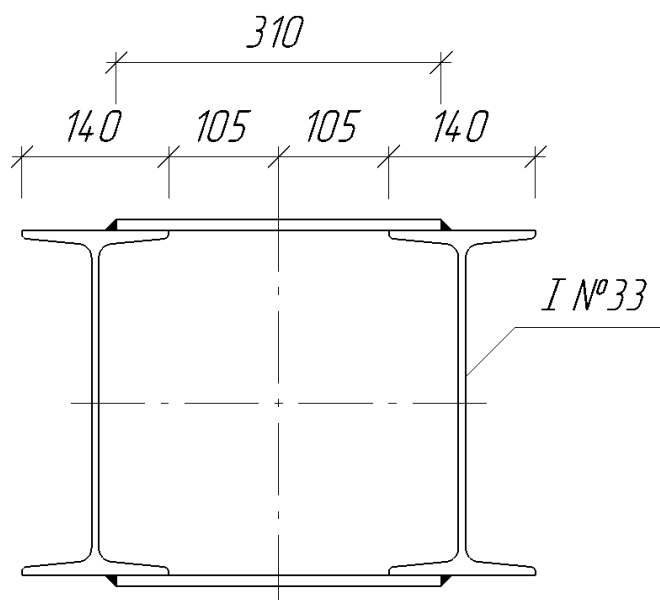


Рис. 3.2. Поперечное сечение колонны сквозного сечения

Определяем геометрические характеристики выбранного сечения:

$$I_y = I_{y1} + A_1 \left(\frac{b}{2}\right)^2 = 419 + 53,8 \left(\frac{35}{2}\right)^2 = 16895,25 \text{ см}^4; \quad (106)$$

$$i_y = \sqrt{\frac{J_y}{A_1}} = \sqrt{\frac{16895,25}{53,8}} = 17,721 \text{ см}; \quad (107)$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{641,8}{17,721} = 36,217 < \lambda_x = 47,541. \quad (108)$$

Проверку производим по большей из гибкостей  $\lambda_x$ .

Проверка устойчивости выполняется по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} = \frac{1696,103}{0,862 \cdot 2 \cdot 53,8} = 18,287 \text{ кН/см}^2 < R_y = 24 \text{ кН/см}^2. \quad (109)$$

где  $A$  – площадь двух ветвей колонны,  $A = 2A_1$ ;  $\varphi = 0,862$ .

Устойчивость колонны обеспечена.

### 3.3. Расчёт и конструирование решётки колонны

Ветви колонны соединяем при помощи листовых планок шириной  $d_{пл} = 30 \text{ см}$ , приваренных к ветвям колонны ручной сваркой электродами Э46 (рис. 3.3).

Расстояние между планками определяется по предельной гибкости ветви, которую мы приняли  $\lambda_1 = 30$ :

$$l_1 \leq \lambda_1 i_{y1}, \quad (110)$$

$$l_1 = 60 \text{ см} < \lambda_1 i_{y1} = 30 \cdot 2,79 = 83,7 \text{ см}.$$

Принимаем  $l_1 = 60 \text{ см}$ ,  $l = 90 \text{ см}$ .

Определяем условную поперечную силу, которая приходится на две плоскости планок:

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left( 2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N}{\varphi} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left( 2330 - \frac{2,1 \cdot 10^4}{24} \right) \frac{1696,103}{0,862} \quad (111)$$

Усилия, действующие на 1 планку:

$$Q_{пл} = \frac{Q_{fic}}{2} = \frac{20,47}{2} = 10,235 \text{ кН}; \quad (112)$$

$$F_{пл} = \frac{Q_{пл} l}{b} = \frac{10,235 \cdot 90}{35} = 26,319 \text{ кН} \quad (113)$$

$$M_{пл} = \frac{Q_{пл} l}{2} = \frac{10,235 \cdot 90}{2} = 460,575 \text{ кН} \cdot \text{см}. \quad (114)$$

Касательное напряжение в сварном шве

$$\tau_{wf} = \frac{F_{пл}}{2d_{пл}k_f\beta_f} \leq R_{wf}, \quad (115)$$

где  $d_{пл}$  – ширина планки, см;  $k_f$  – высота катета сварного шва,  $k_f = 0,6$  см;  $\beta_f$  – коэффициент сварки,  $\beta_f = 0,7$ ;  $R_{wf}$  – расчетное сопротивление углового сварного шва по металлу шва,  $R_{wf} = 20$  кН/см<sup>2</sup>;

$$\begin{aligned} \tau_{wf} &= \frac{26,319}{2 \cdot 30 \cdot 0,6 \cdot 0,7} \\ &= 1,044 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_{wf} \\ &= 20 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

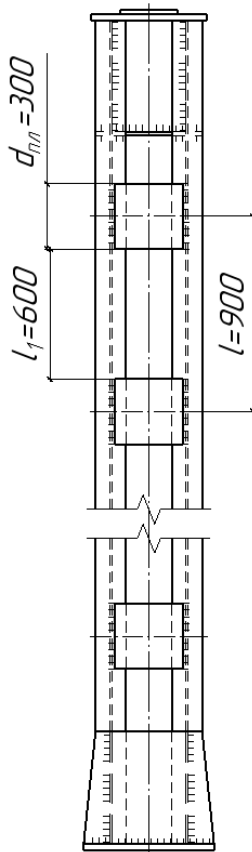


Рис. 3.3. Решётка колонны

Нормальное напряжение в сварном шве

$$\sigma_{wf} = \frac{M_{пл} \cdot 6}{2(d_{пл}^2 k_f \beta_f)} = \frac{460,575 \cdot 6}{2 \cdot 30^2 \cdot 0,7 \cdot 0,6} = 3,655 \text{ кН/см}^2 < R_{wf} = 20 \text{ кН/см}^2. \quad (116)$$

Приведенные напряжения в шве

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_{wf}^2 + \tau_{wf}^2} = \sqrt{3,655^2 + 1,044^2} = 3,801 \text{ кН/см}^2 < R_{wf} = 20 \text{ кН/см}^2 \quad (117)$$

Прочность швов обеспечена.

### 3.4. Расчёт оголовка колонны

Эскиз оголовка колонны приводится на рис.3.5.

Толщину ребра оголовка определяем из условия смятия ребра опорной реакцией главной балки:

$$t_{p, \text{треб}} = \frac{N}{b_p R_p} = \frac{1696,103}{28 \cdot 37} = 1,637 \text{ см}, \quad (118)$$

где  $N$  – расчётная нагрузка на колонну;  $b_p$  – ширина ребра оголовка,  $b_p = 28 \text{ см}$ ;  $R_p$  – расчётное сопротивление смятию торцевой поверхности опорного ребра главной балки.

Принимаем  $t_p = 17 \text{ мм}$ .

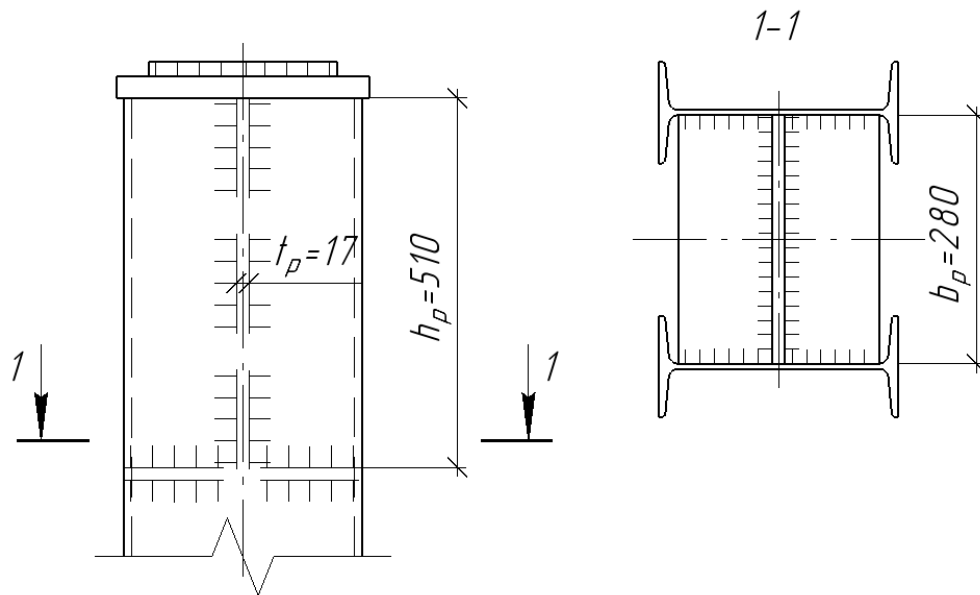


Рис. 3.4. Оголовки колонны

Высоту ребра определяем по условию прочности сварных швов:

$$h_p = \frac{N}{4k_f \beta_f R_{wf}} + 1 = \frac{1696,103}{4 \cdot 0,6 \cdot 0,7 \cdot 20} + 1 = 50,479 \text{ см}. \quad (119)$$

Принимаем высоту ребра 51 см, толщину плиты оголовка  $t_{пл} = 30 \text{ мм}$ .

### 3.5. Расчёт и конструирование базы колонны

Нагрузку на базу принимаем с учетом веса колонны (двух ветвей)  $m = 42,2 \text{ кг/м}$ :

$$N_{\delta} = N + \frac{2ml}{100} = 1696,103 + \frac{2 \cdot 42,2 \cdot 6,418}{100} = 1701,52 \text{ кН.} \quad (120)$$

Требуемая площадь опорной плиты

$$A_{\text{треб}} = \frac{N_{\delta}}{R_{\phi}} = \frac{1701,52}{0,9} = 1890,578 \text{ см}^2, \quad (121)$$

где  $R_{\phi}$  – расчетное сопротивление бетона фундамента класса В12,5;  
 $R_{\phi} = R_b \xi = 0,75 \cdot 1,2 = 0,9 \text{ кН/см}^2$ ;  $R_b$  – расчетное сопротивление бетона на сжатие,  $\text{кН/см}^2$ ;  
 $\xi$  – коэффициент.

Конструктивно приняв  $t_{\text{трав}} = 12 \text{ мм}$ , определяем один из размеров плиты (рис. 3.4):

$$l_{\text{пл}} = 2a + b, \quad (122)$$

где  $a$  – свес плиты, минимальный свес плиты может быть  $a = \frac{b_1}{2} + 50 = \frac{140}{2} + 50 = 120 \text{ мм}$ ;  $b$  – ширина сечения колонны;  $b_1$  – ширина полки двутавра ветви.

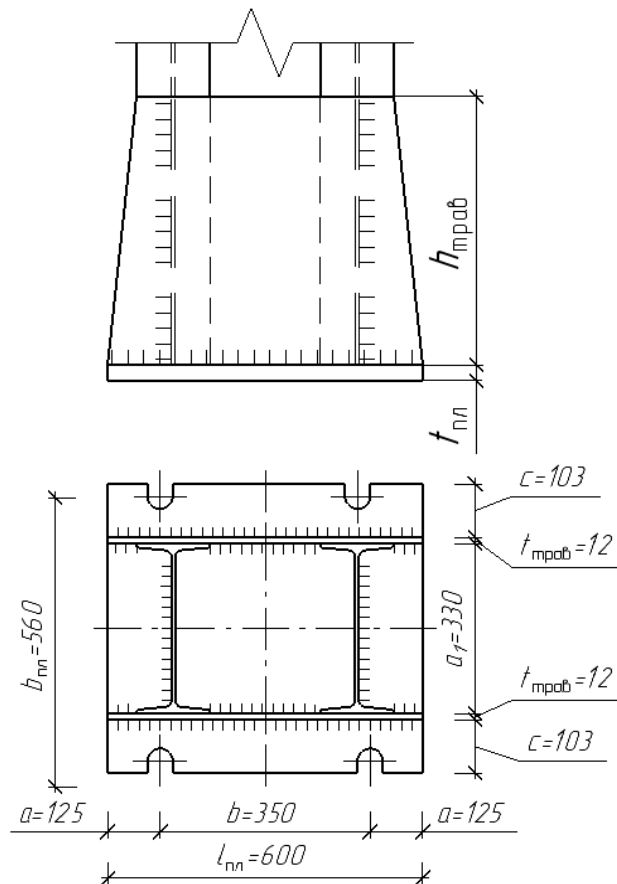


Рис. 3.5. База колонны

Принимаема = 125 мм, тогда

$$l_{пл} = 2 \cdot 125 + 350 = 600 \text{ мм.}$$

Другой размер определяем из требуемой площади плиты:

$$b_{пл} = \frac{A_{треб}}{l_{пл}} = \frac{1890,578}{60} = 32 \text{ см.} \quad (123)$$

Проверяем достаточность этого размера для размещения ветвей колонны. Принимаем минимальный свес плиты  $c = 100$  мм, тогда

$$b_{пл} \geq a_1 + 2t_{трав} + 2c, \quad (124)$$

$$b_{пл} = 32 \text{ см} < a_1 + 2t_{трав} + 2c = 32 + 2 \cdot 1,2 + 2 \cdot 10 = 54,4 \text{ см.}$$

Колонна размещается на плите шириной 32см. Принимаем размеры плиты 600×560 мм.

Уточняем свес плиты

$$c = \frac{560 - 330 - 2 \cdot 12}{2} = 103 \text{ мм.}$$

Разбиваем плиту на участки в зависимости от их заземления и определяем моменты на этих участках:

$$M_1 = \alpha \sigma b^2 = 0,048 \cdot 0,506 \cdot 35^2 = 29,75 \text{ кН;} \quad (125)$$

$$\frac{a_1}{b} = \frac{330}{350} = 0,94; \quad (126)$$

$$M_2 = \beta \sigma a_1^2 = 0,06 \cdot 0,506 \cdot 33^2 = 33,06 \text{ кН;} \quad (127)$$

$$\frac{a}{a_1} = \frac{125}{330} = 0,38; \quad (128)$$

$$M_3 = \frac{\sigma c^2}{2} = \frac{0,506 \cdot 10,3^2}{2} = 26,84 \text{ кН,} \quad (129)$$

где  $\sigma$ – напряжение под плитой,

$$\sigma = \frac{N_6}{l_{пл} b_{пл}} = \frac{1701,52}{60 \cdot 56} = 0,506 \text{ кН/см}^2. \quad (130)$$

Коэффициенты  $\alpha$  для плит, опертых по четырем сторонам приведены в таблице 2.

Таблица 2 – К расчету опорной плиты при опирании плиты по четырем сторонам

$a_1/b$	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	>2
$\alpha$	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,1	0,125

Здесь  $a_1$ –длинная сторона в отсеке 1,  $b$ – короткая сторона в отсеке 1.

Коэффициенты  $\beta$  для плит, опертых по трем сторонам приведены в таблицы 3.

Таблица 3 – К расчету опорной плиты при опирании плиты по трем сторонам

$a/a_1$	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2,0	>2
$\beta$	0,06	0,074	0,086	0,097	0,107	0,112	0,120	0,126	0,132	0,133

Здесь  $a_1$ – длина свободной стороны в отсеке 2,  $a$ – длина стороны, перпендикулярной свободной.

Требуемая толщина плиты

$$t_{\text{пл.треб}} \geq \sqrt{\frac{6M_{\text{max}}}{R_y}}, \quad (131)$$

$$t_{\text{пл.треб}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 33,06}{24}} = 2,87 \text{ см.}$$

Принимаем  $t_{\text{пл}} = 30 \text{ мм.}$

Толщина плиты не должна превышать 50 мм. Если это условие не выполняется,изменяют конструкцию базы, добавляя рёбра жёсткости.

Высоту траверсы принимаем из условия прочности на срез угловых сварных швов:

$$h_{\text{трав}} = \frac{N_{\bar{6}}}{4k_f\beta_f R_{wf}} + 1 = \frac{1701,52}{4 \cdot 0,6 \cdot 0,7 \cdot 20} + 1 = 51,64 \text{ см,} \quad (132)$$

где 1 – учет непровара в сварном шве, см.

Принимаем высоту траверсы 52 см.



## Список рекомендуемой литературы

### Основная литература

1. Кудишин Ю.И. Металлические конструкции: учебн./ [Ю.И. Кудишин, Е.И. Беленя, В.С. Игнатъева и др.]; под ред. Ю.И. Кудишина. – 13-е изд., испр. – М.: Академия, 2011. – 688 с.
2. Балочная клетка. Методическое пособие к курсовой работе по металлическим конструкциям для направления подготовки 08.03.01 «Строительство», профиль «Промышленное и гражданское строительство» (бакалавры) / В.С. Агафонкин. – Казань: КГАСУ, 2016. – 49 с.
3. СП 16.13330.2017 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81\* (с Поправкой, с Изменением N 1).

### Дополнительная литература

#### Учебные и научные издания

1. Гаврилова А.И. Металлические конструкции, включая сварку: учебное пособие (практикум) / А.И. Гаврилова, С.В. Скориков, П.В. Рожков. – Ставрополь: СКФУ, 2016. – 322 с.
2. Колотов О.В. Металлические конструкции [Текст]: учебное пособие. / О.В. Колотов. – Н. Новгород: ННГАСУ, 2010 – 100 с.

### Электронная учебно-методическая литература

Вид литературы	Наименование разработки	Ссылка на информационный ресурс	Доступность ЭБС (сеть Интернет / локальная сеть; авторизованный / свободный доступ)
Основная	Кудишин Ю.И. Металлические конструкции: учебн./ [Ю.И. Кудишин, Е.И. Беленя, В.С. Игнатъева и др.]; под ред. Ю.И. Кудишина. – 13-е изд., испр. – М.: Академия, 2011. – 688 с.	<a href="https://dwg.ru/dnl/12764">https://dwg.ru/dnl/12764</a>	Сеть Интернет /авторизованный
	Балочная клетка. Методическое пособие к курсовой работе по металлическим конструкциям для направления подготовки 08.03.01 «Строительство», профиль «Промышленное и	<a href="https://docplayer.ru/35315387-Balochnaya-kletka-metodicheskie-ukazaniya-k-kursovomu-proektu.html">https://docplayer.ru/35315387-Balochnaya-kletka-metodicheskie-ukazaniya-k-kursovomu-proektu.html</a>	Сеть Интернет /авторизованный

	гражданское строительство» (бакалавры) / В.С. Агафонкин. – Казань: КГАСУ, 2016. – 49 с.		
дополнительная	Гаврилова А.И. Металлические конструкции, включая сварку: учебное пособие (практикум) / А.И. Гаврилова, С.В. Скориков, П.В. Рожков. – Ставрополь: СКФУ, 2016. – 322 с.	<a href="https://www.ncfu.ru/export/uploads/imported-from-dle/op/doclinks2017/_08.03.01_Metallicheskie_konstrukcii_2017.pdf">https://www.ncfu.ru/export/uploads/imported-from-dle/op/doclinks2017/_08.03.01_Metallicheskie_konstrukcii_2017.pdf</a>	Сеть Интернет /авторизованный
	Колотов О.В. Металлические конструкции [Текст]: учебное пособие. / О.В. Колотов. – Н. Новгород: ННГАСУ, 2010 – 100 с.	<a href="https://docplayer.ru/59846981-O-v-kolotov-metallicheskie-konstrukcii.html">https://docplayer.ru/59846981-O-v-kolotov-metallicheskie-konstrukcii.html</a>	Сеть Интернет /авторизованный

## Приложение А – Образец титульного листа курсового проекта

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации  
Лысьвенский филиал  
федерального государственного автономного образовательного учреждения  
высшего образования  
«Пермский национальный исследовательский политехнический университет»

Направление: «08.03.01 Строительство»

### КУРСОВОЙ ПРОЕКТ по дисциплине «Металлические конструкции, включая сварку» на тему: «Расчет и проектирование металлических конструкций балочной клетки»

Выполнил:  
студент группы ПГС-20-16  
А.П. Иванов

---

(подпись)

Руководитель:  
к.т.н., доцент  
А.И. Сиянов

---

(подпись)

Курсовой проект допущен к защите «\_\_» \_\_\_\_\_ 20\_\_ г.

Курсовой проект защищен «\_\_» \_\_\_\_\_ 20\_\_ г.

Лысьва 2021 г.