

Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет
Кафедра металлических конструкций

**ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА
К КУРСОВОЙ РАСЧЕТНО-ГРАФИЧЕСКОЙ РАБОТЕ**

«Стальная рабочая площадка промздания»

Выполнила студентка гр. 141

Ловкова И.А.

Проверил

Киселев Д.А.

Нижний Новгород
2011

Содержание

Введение

Исходные данные

1. Выбор материалов конструкций и соединений
2. Расчет настила и выбор шага второстепенных балок
3. Конструктивная схема балочной клетки и колонн балочной площадки
4. Расчет второстепенных балок
 - 4.1. Нагрузки и статический расчет балок
 - 4.2. Назначение и проверка сечений балки
5. Расчет главных балок
 - 5.1. Нагрузки и статический расчет балки
 - 5.2. Конструирование и основные проверки сечения главной балки
 - 5.3. Размещение ребер жесткости и проверка стенки балки на местную устойчивость
 - 5.4. Расчет поясных швов главной сварной балки
 - 5.5. Конструирование и расчет опорного узла главной балки
 - 5.6. Расчет укрупнительного стыка балки
6. Конструирование и расчет колонны сквозного сечения
 - 6.1 Конструирование и расчет стержня колонны
 - 6.2 Расчет прикрепления соединительных планок
 - 6.3 Расчет оголовка колонны
 - 6.4. Конструирование и расчет базы сквозной колонны

Литература

Введение

В производственных зданиях технологический процесс или условия обслуживания технологического оборудования часто требуют устройства рабочих площадок, приподнятых над полом или перекрытием. На этих площадках могут находиться рабочие, различного рода материалы, вспомогательное оборудование, транспортные средства и т.п.

Основным элементом металлической рабочей площадки является стальной настил, подкрепленный системой второстепенных балок. Последние, обычно опираются на главные балки, установленные на систему металлических колонн. Площадки оборудуют лестницами, перильными ограждениями, технологическими проемами. Для придания сооружению устойчивости колонны раскрепляют связями в продольном и поперечном направлениях. Связями на опорах могут быть раскреплены и главные балки для предотвращения их опрокидывания.

Задачей проектирования рабочей площадки, как и других конструкций и сооружений, является удовлетворение поставленным технологическим требованиям и условиям эксплуатационной надежности при минимальной затрате металла, и минимальной стоимости и трудоемкости изготовления и монтажа конструкций

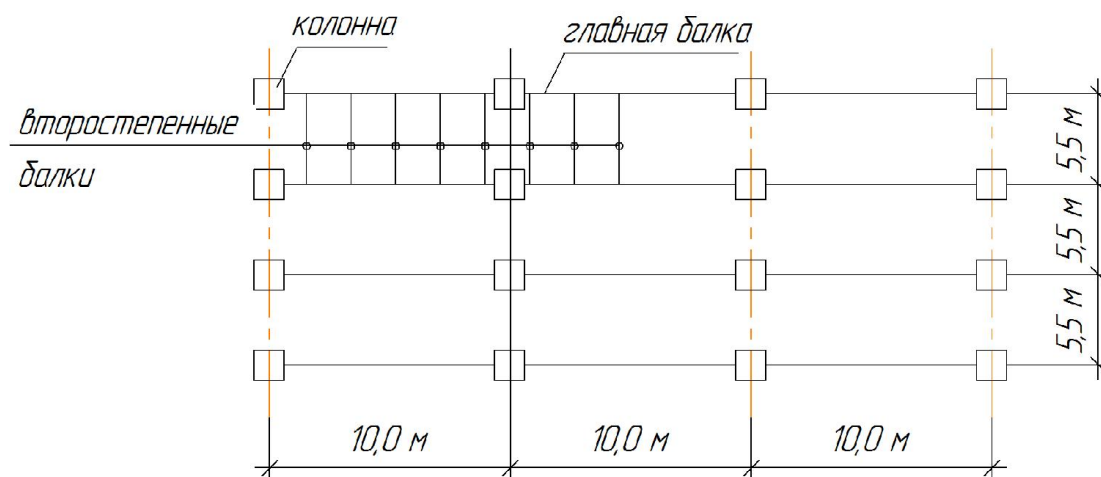
Проектирование идет в следующей последовательности: выбрав материалы, отвечающие заданным требованиям и условиям экономичности, конструируют и рассчитывают стальной настил, затем второстепенные и главные балки и, в последнюю очередь, колонны и их фундаменты. Одновременно с этим или потом конструируют и рассчитывают отдельные детали конструктивных элементов и узлы их сопряжения. Все расчеты в пояснительной записке обязательно сопровождаются рисунками и схемами, а в завершении разрабатываются рабочие чертежи стадии КМ, которые должны давать полное представление о конструктивных элементах площадки, их взаиморасположении и сопряжениях между ними

Исходные данные

Рассчитать и сконструировать металлические конструкции рабочей площадке производственного здания при следующих данных:

1. Размеры площадки в плане

3Ах3В А=10,0м В=5,5м



2. Отметки уровня чистого пола первого этажа 0,000 м;
- верх настила 8,400 м
3. Временная нормативная равномерно-распределенная нагрузка 26 кН/м^2 ,
4. Климатический район II₂
5. Здание отапливаемое
6. Бетон фундаментов В20 ($R_{пр}=1.15 \text{ кН/см}^2$)
7. Здание II класса ответственности ($\gamma_n=0,95$)
8. Материал конструкций и соединений по СНиП II-23-81*
9. Настил площадки – сталь обычной прочности.

Балочная клетка рабочей площадки – нормального типа с этажным сопряжением второстепенных и главных балок. Второстепенные балки из прокатных профилей. Главные балки – сварные постоянного сечения. Колонны проектируем сквозными из прокатных профилей и с шарнирным

сопряжением с главными балками и фундаментами. Колонны и главные балки раскрепляются связями.

1. Выбор материала конструкций и соединений

Согласно п.2.1 и таблице 50 СНиП II-23-81* для отапливаемого здания в климатическом районе II₂ принимаем:

Стальной настил: группа конструкций 4; сталь С235 без ограничений.

Прокатные второстепенные балки: при отсутствии сварных соединений группа 2, сталь С255 без ограничений.

Главные сварные балки: группа 1, сталь С255 без ограничений.

Колонны из прокатных профилей: группа 4, сталь С235.

Все стали по ГОСТ 27772-88. Прочностные характеристики сталей по п.3.1 и таблицам 1 и 51 СНиП II-23.81*, по конкретным условиям.

Для сварных соединений согласно п.2.2 и таблице 55 принимаем:

В сварных главных балках для автоматической и полуавтоматической сварки (группа 1, Сталь С255) флюс АН-348-А ГОСТ 9087-81*, сварочная проволока Св-08А по ГОСТ 2246-70*;

Для ручной сварки электроды Э42А по ГОСТ 9467-75*;

Колонны и настил (группа 3, сталь С235) для полуавтоматической сварки флюс АН-348-А по ГОСТ 9087-81*; сварочная проволока Св-08А по ГОСТ 2246-70*; для ручной сварки электроды Э42 по 9467-75*.

Для нерасчетных болтовых соединений согласно п.2.4 и таблице 57 принимаем болты класса В-4.6 по ГОСТ 1759.4-87* диаметром 16мм.

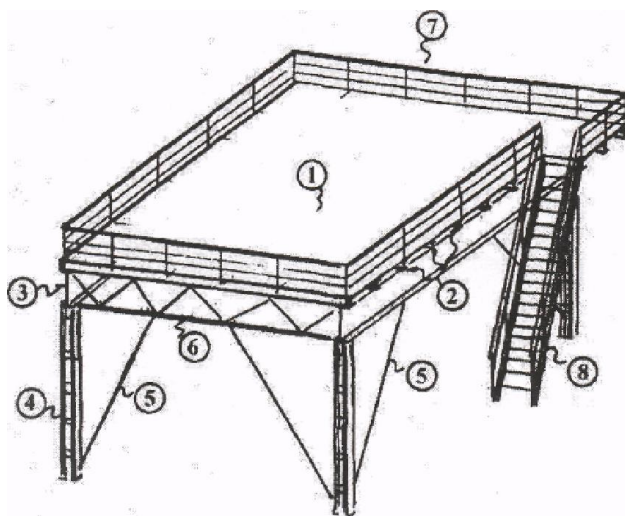


рис. 1.1. Общий вид рабочей площадки

- 1 - стальной настил;
- 2 - второстепенные балки;
- 3 - главные балки;
- 4 - колонны;
- 5 - связи между колоннами;
- 6 - связи на опорах главных балок;
- 7 - перила;
- 8 – лестница

2. Расчет настила и выбор шага второстепенных балок

Стальной настил рассчитываем по балочной схеме с учетом растягивающих усилий [4], стр. 130. Временная нормативная нагрузка $26 \text{ кН/см}^2 = 0,0026 \text{ кН/см}^2$. Для расчетной полосы шириной 1 см нагрузка на единицу ее длины $\vartheta_n = 0,0026 \text{ кН/см}^2$. По формуле ([6], стр. 88)

$$\frac{l_{sh}}{t_{sh}} = \frac{4 \cdot n_0}{15} \left(1 + \frac{72 E_1}{n_0^4 \cdot \vartheta_n \cdot \gamma_n} \right)$$

где l_{sh} и t_{sh} - пролет и толщина настила;

$n_0 = \frac{l_{sh}}{f_{ush}} = 200$ - отношение пролета настила к величине его предельно-допустимого прогиба;

$E_1 = \frac{E}{(1-\gamma^2)} = \frac{2,06 \cdot 10^4}{(1-0,3^2)} = 22637 \text{ кН/см}^2$ - цилиндрический (без учета поперечных деформаций) модуль упругости материала при коэффициенте Пуассона $\gamma = 0,3$;

Вычисляем предельно допустимое по условиям жесткости отношение:

$$\frac{l_{sh}}{t_{sh}} = \frac{4 \cdot 200}{15} \left(1 + \frac{72 \cdot 22637}{200^4 \cdot 0,0026 \cdot 0,95} \right) = 75$$

Согласно таблице 3.1, при временной нагрузке 26 кН/см^2 , принимаем толщину настила $t_{sh} = 1,1 \text{ см}$. Тогда предельный по условиям жесткости пролет настила $l_{sh.u} \leq 75 \cdot 1,1 \leq 83 \text{ см}$. Если принять предварительно ширину поясов второстепенных балок $b_{fb} \cong 12 \text{ см}$, то предельный шаг балок $a_{fb}^{max} = l_{sh.u} + b_{fb} = 83 + 12 \cong 95 \text{ см}$. Принимаем 17 шагов.

3. Конструктивная схема балочной клетки и колонн рабочей площадки

Согласно заданию принимаем нормальную схему балочной клетки рабочей площадки с этажным сопряжением главных и второстепенных балок. Колонны размещаются в узлах сетки осей $(3 \times 16) \times (3 \times 6)$. Главные балки опираются на колонны и имеют пролет $L=A=16\text{ м}$ и шаг $B=6,0\text{ м}$. Второстепенные балки с пролетом 6 м опираются на главные балки сверху и крепятся к ним болтами. Шаг всех второстепенных балок определяется конструктивным решением опорных узлов главных балок. По всем осям колонны распределяются связями.

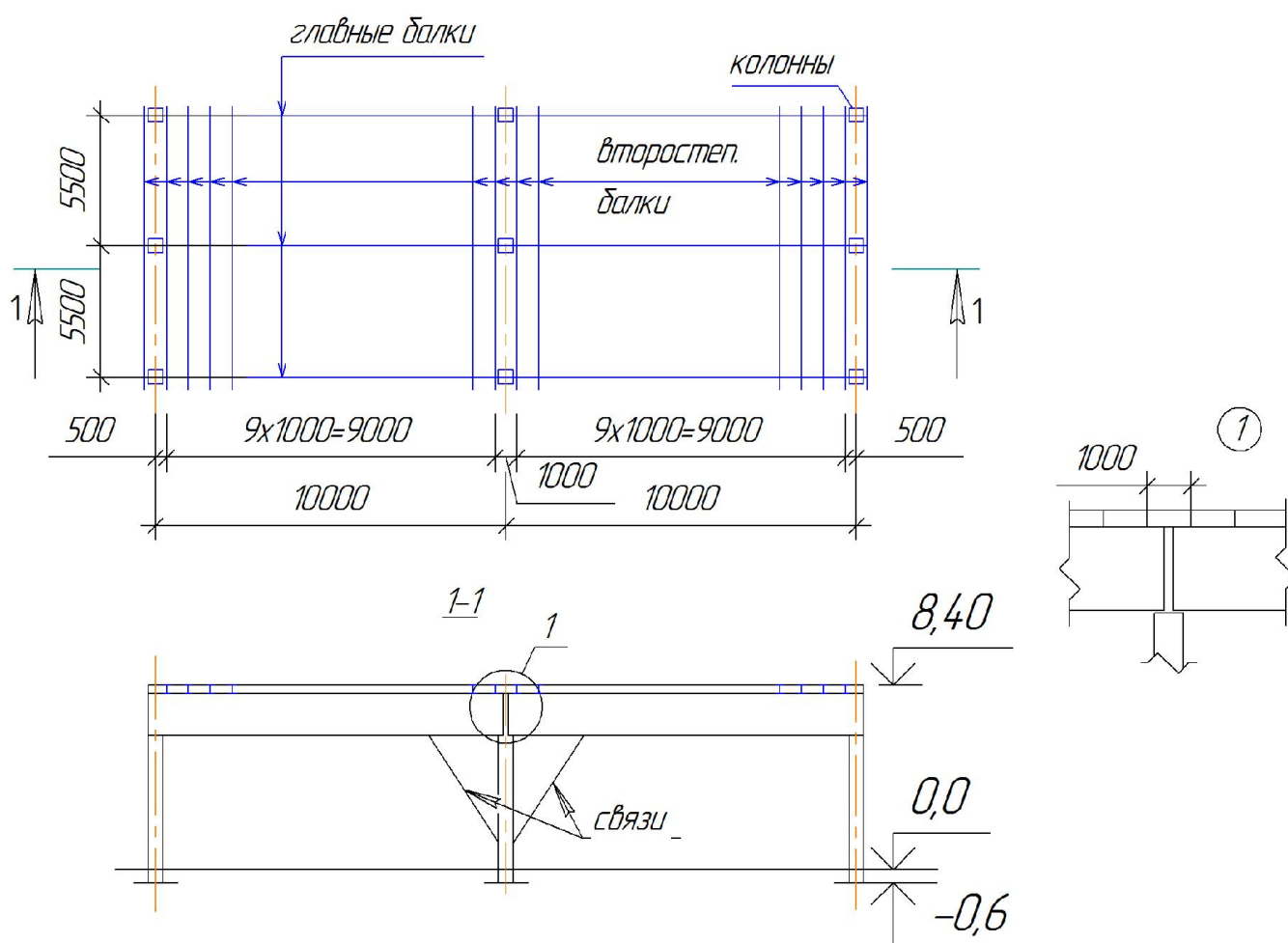


рис. 3.1. Схема балочной клетки

4. Расчет второстепенных балок

4.1. Нагрузки и статический расчет балок

На второстепенные балки передается нагрузка от веса стального настила, собственного веса балок и временная нагрузка. Вес настила вычисляется как произведение объема листа на площади 1 м^2 на объемный вес стали $78,5 \text{ кН/м}^3$, вес балки как отношение веса 1 м балки (по сортаменту) к шагу a_{fb} второстепенных балок.

Нагрузка, отнесенная к 1 м^2 площади настила, приведена в таблице 4.1.

Таблица 4.1

№ п/п	Вид нагрузки	Норматив ная, кН/м^2	γ_f	Расчетн ая, кН/м^2
1	Постоянная нагрузка: а) Стальной лист настила $t_{sh} = 11 \text{ мм}$ $0,011 \cdot 78,5 = 0,864 \text{ кН/м}^2$ б) Балка I 30 (предварительно считаем $h_b \cong l/20$ пролета балки) при шаге $a_{fb} = 1 \text{ м}$. $0,365/1,0 = 0,365 \text{ кН/м}^2$ Итого: $1,229 \text{ кН/м}^2$	1,229	1,05	1,29
2	Временная нагрузка	26,0	1,2	31,2

Нагрузка на 1 м балки полосы настила шириной $a_{fb} = 1,00 \text{ м}$:

нормативная:

$$\text{постоянная } g_n = 1,229 \cdot 1,00 = 1,229 \text{ кН/м}$$

$$\text{временная } \vartheta_n = 26 \cdot 1,00 = 26,00 \text{ кН/м}$$

расчетная:

постоянная $g_n = 1,29 \cdot 1,00 = 1,29 \text{ кН/м}$

временная $\vartheta_n = 31,2 \cdot 1,00 = 31,2 \text{ кН/м}$

Балку рассматриваем как однопролетную с шарнирными закреплениями на опорах и нагруженную равномерно распределенной нагрузкой. Расчетные усилия в сечениях:

в середине пролета

$$Q = 0$$

$$M_{max} = \frac{(g + \vartheta)\gamma_n \cdot l_b^2}{8} = \frac{(1,29 + 31,2) \cdot 0,95 \cdot 6^2}{8} = 138,89 \text{ кН/м}$$

на опорах

$$Q_{max} = \frac{(g + \vartheta)\gamma_n \cdot l_b}{2} = \frac{(1,29 + 31,2) \cdot 0,95 \cdot 6}{2} = 92,60 \text{ кН}$$

$$M = 0$$

4.2. Назначение и проверка сечений балки

Второстепенные балки проектируем прокатными двутаврового сечения из стали С255. Расчетное сопротивление $R_y = 24,0 \text{ кН/см}^2$ (таблица 51 СНиП [1] для фасонного проката при t до 20мм);

$$R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 24,0 = 13,92 \text{ кН/см}^2 \text{ (таблица 1 СНиП [1])}.$$

Балки закреплены от потери устойчивости настилом, поэтому рассчитываем их с учетом развития пластических деформаций в расчетном сечении на $0,5 \cdot l_b$.

Требуемый момент сопротивления сечения по формуле (38) СНиП [1] при предварительном назначении $C_1 \cong 1,1$:

$$W_x^{mp} = \frac{M_{max}}{R_y \cdot C_1 \cdot \gamma_c} = \frac{139,89 \cdot 10^2}{24,0 \cdot 1,1 \cdot 1,0} = 526,10 \text{ см}^3$$

Требуемый момент инерции сечения при предельно допустимом прогибе

$$f_u = l_b / 350 = 600 / 350 = 1,71 \text{ см из формулы прогибов:}$$

$$f = \frac{5 \cdot 0,7 \cdot \vartheta_n \cdot \gamma_n \cdot l_b^4}{384 \cdot E \cdot J_x} = f_u = 1,71 \text{ см}$$

$$J_x^{mp} = \frac{5 \cdot 0,7 \cdot 26 \cdot 10^{-2} \cdot 0,95 \cdot 600^4}{384 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 1,71} = 8283 \text{ см}^4$$

В качестве второстепенной балки может быть принят I33 по ГОСТ 8239-72* с массой 42,2 кг/м или I26K1 по ГОСТ 20020-83* с массой 65,2 кг/м. Как более экономичный, принимаем I33.

Его геометрические характеристики:

$$J_x = 9840 \text{ см}^4; W_x = 597 \text{ см}^3; S_x = 339 \text{ см}^3;$$

$$t_w = 0,7 \text{ см}; t_f = 1,12 \text{ см}; b_f = 14,0 \text{ см}$$

Масса 42,2 кг/м

Принятое сечение проверяем:

а) на прочность при действии $M_{max} = 138,89 \text{ кН/м}$ в сечении $0,5 \cdot l_b$ с учетом развития пластических деформаций (п.5.18 СНиП [1]).

В сечении на $0,5 \cdot l_b$ поперечная сила $Q = 0$ и $\tau < 0,5 \cdot R_s$, поэтому коэффициент C_1 в формуле (39) принимаем $C_1 = C$ по таблице 66 СНиП [1].

$$\text{При } \frac{A_f}{A_w} = \frac{b_f \cdot t_f}{(h - 2t_f) \cdot t_w} = \frac{14 \cdot 1,12}{(33 - 2 \cdot 1,12) \cdot 0,7} = 0,88$$

$C \cong 1,108$ (по интерполяции).

Проверка прочности (по формуле 39 СНиП [1]) по граничному условию 1-ого предельного состояния $M \leq \Phi$

$$M_{max} = 138,89 \cdot 10^2 \text{ кН/см} < R_y \cdot W_x \cdot C_1 \cdot \gamma_c = 24,0 \cdot 597 \cdot 1,108 \cdot 1 = 158,75 \cdot 10^2 \text{ кНсм}$$

б) на прочность при действии Q_{max} в опорных сечениях (формула 29 СНиП [1]):

$$Q_{max} = 92,60 \text{ кН} < \frac{J_x \cdot t_w}{S_x} \cdot R_s \cdot \gamma_c = \frac{9840 \cdot 0,7}{339} \cdot 13,92 \cdot 1 = 282,8 \text{ кН}$$

в) на жесткость по формуле:

$$f = \frac{5 \cdot 0,7 \cdot \vartheta_n \cdot \gamma_n \cdot l_b^4}{384 \cdot E \cdot J_x} = \frac{5 \cdot 0,7 \cdot 26 \cdot 10^{-2} \cdot 0,95 \cdot 600^4}{384 \cdot 20600 \cdot 9840} = 1,44 \text{ см} < f_u = 1,71 \text{ см}$$

Принятое сечение второстепенной балки удовлетворяет условиям прочности и жесткости (с запасом по прочности). Проверка балки на общую устойчивость по п.5.15 и 5.16 СНиП [1] не требуется, т.к. балка закреплена от потери устойчивости приваренным к ней настилом.

5. Расчет главных балок

5.1. Нагрузки и статический расчет балки

Нагрузка на главную балку, отнесенная к 1 м^2 настила площадки

Таблица 5.1.

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативная, кН/м^2	γ_f	Расчетная, кН/м^2
1	Постоянная нагрузка: а) стальной настил $0,864\text{ кН/м}^2$ б) второстепенные балки I 33 $0,33 \cdot 1,00 = 0,33\text{ кН/м}^2$ в) собственный вес главной балки $\approx 3\text{ кН/м}$ при шаге $B=5,5\text{ м}$ $3/B = 3/5,5 \approx 0,5\text{ кН/м}^2$ <hr/> Итого: $1,36\text{ кН/м}^2$	1,36	1,05	1,43
2	Временная нагрузка	26,0	1,2	31,2

Нагрузка на 1 м главной балки при ширине полосы грузовой площади равной шагу главных балок $B=5,5\text{ м}$:

нормативная:

$$\text{постоянная } g_n = 1,36 \cdot 5,5 = 7,48\text{ кН/м}$$

$$\text{временная } \vartheta_n = 26 \cdot 5,5 = 143\text{ кН/м}$$

расчетная:

$$\text{постоянная } g_n = 1,43 \cdot 5,5 = 7,87\text{ кН/м}$$

$$\text{временная } \vartheta_n = 31,2 \cdot 5,5 = 171,6\text{ кН/м}$$

Расчетные усилия в сечениях главной балки, как в простой балке с шарнирными закреплениями на опорах с пролетом $L=A=10\text{ м}$

в середине пролета

$$M_{max} = \frac{(g + \vartheta)\gamma_n \cdot L^2}{8} = \frac{(7,87 + 171,6) \cdot 0,95 \cdot 10^2}{8} = 2131 \text{ кН/м}$$

$$Q = 0$$

на опорах

$$Q_{max} = \frac{(g + \vartheta)\gamma_n \cdot L}{2} = \frac{(7,87 + 171,6) \cdot 0,95 \cdot 10}{2} = 852 \text{ кН}$$

$$M = 0$$

5.2. Конструирование и основные проверки сечения главной балки

Балку проектируем сварной двутаврового сечения из стали С255 по ГОСТ 27772-88 с расчетным сопротивлением $R_y = 23 \text{ кН/см}^2$ при толщине листа $t=20 \div 40$ мм (пояса) и $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ при $t=10 \div 20$ мм (стенка) по таблице 51 СНиП [1];

$$R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 23 = 13,34 \text{ кН/см}^2 \text{ при } t=10 \div 20 \text{ мм по таб. 1 СНиП [1];}$$

$$R_{un} = 37 \text{ кН/см}^2 \text{ и } R_p = R_u = 36 \text{ кН/см}^2 \text{ при } t=10 \div 20 \text{ мм по таб. 1 и 51 СНиП [1];}$$

Требуемый момент сопротивления сечения балки по условиям прочности при изгибе (из формулы 28 СНиП [1])

$$W_x^{\text{тр}} = \frac{M_{max}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{2131 \cdot 10^2}{23,0 \cdot 1,0} = 9265 \text{ см}^3$$

где $R_y = 23 \text{ кН/см}^2$ для поясных листов, $\gamma_c = 1$ по таблице 6 СНиП [1].

Требуемый момент инерции сечения по условиям жесткости, определяемый величиной предельно допустимого прогиба балки $f_u = L/350 = 1000/350 = 2,86 \text{ см}$ при $0,7 \cdot \vartheta_n$ (таблица 19 СНиП [2]), из формулы:

$$f = \frac{5 \cdot 0,7 \cdot \vartheta_n \cdot \gamma_n \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot J_x} = f_u = 2,86 \text{ см}$$

$$J_x^{\text{тр}} = \frac{5 \cdot 0,7 \cdot 143 \cdot 10^{-2} \cdot 0,95 \cdot 1000^4}{384 \cdot 20600 \cdot 2,86} = 210166 \text{ см}^4$$

(нагрузка в кН/см длины балки).

Принимаем предельную по требованиям местной устойчивости стенки условную ее гибкость $\overline{\lambda}_w = 5$ и определяем соответствующее ей отношение $(h_w/t_w)_u = \lambda_{wu}$

$$\lambda_{wu} = \left(\frac{h_w}{t_w}\right)_u = \overline{\lambda}_w \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 5 \sqrt{\frac{20600}{24,0}} = 146,487$$

где $R_y = 24,0 \text{ кН/см}^2$ для стенки балки.

Для определения направления оптимизации сечения - по условиям прочности или жесткости, вычислим минимальные необходимые площади сечения балки (см. Приложение 2 [5]):

а) по условиям прочности (по $W_x^{\text{тр}}$)

$$A_{min}^w = 2,621 \sqrt[3]{\frac{W_{x.\text{тр}}^2}{\left(\frac{h_w}{t_w}\right)_u}} = 2,621 \sqrt[3]{\frac{9265^2}{146}} = 219,3 \text{ см}^2$$

б) по условиям жесткости (по $J_x^{\text{тр}}$)

$$A_{min}^J = 3,266 \sqrt{\frac{J_{x.\text{тр}}}{\left(\frac{h_w}{t_w}\right)_u}} = 3,266 \sqrt{\frac{210166}{146}} = 123,7 \text{ см}^2$$

Поскольку $A_{min}^w > A_{min}^J$, далее конструирование сечения ведем по условиям прочности.

Оптимальная высота сечения стенки (по Приложению 2 [5]): по условиям прочности

$$h_{\text{опт}}^w = 1,145 \sqrt[3]{W_{x.\text{тр}} \cdot \left(\frac{h_w}{t_w}\right)_u} = 1,145 \cdot \sqrt[3]{9265 \cdot 146,49} = 126,8 \text{ см}$$

Принимаем высоту стенки $h_w = 120 \text{ см} < h_{\text{опт}}^w = 126,8 \text{ см}$. (Учитывая, что $h_w \leq 105 \text{ см}$ готовый прокат кратен 5 см из широкополосной универсальной стали, а при $h_w \geq 105 \text{ см}$ - кратен 10 см из толстолистовой стали).

$$\text{Толщина стенки } t_w \cong \frac{h_w}{\left(\frac{h_w}{t_w}\right)_u} = \frac{120}{146,49} = 0,82 \text{ см}$$

Принимаем $t_w = 1,0 \text{ см}$.

Требуемая площадь сечения одного поясного листа:

по условиям прочности

$$A_{f.\text{тр}}^w = \left(\frac{W_{x.\text{тр}} \cdot h_w}{2} - \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} \right) \frac{2}{h_w^2} = \left(\frac{9265 \cdot 120}{2} - \frac{1,0 \cdot 120^3}{12} \right) \frac{2}{120^2} = 57,2 \text{ см}^2$$

Ширину и толщину b_f и t_f поясных листов принимаем, сообразуясь со стандартными размерами листов широкополосной универсальной стали по ГОСТ 82-70.

При этом должны выполняться условия:

$$b_f \cdot t_f = A_f \cong A_{f.\text{тр}}^w = 57,2 \text{ см}^2$$

$$b_f \geq 180 \text{ мм при выполнении поясных швов автоматом};$$

$$b_f \leq 600 \text{ мм для равномерного распределения } \sigma \text{ в поясе.}$$

$$t_f \leq 3 \cdot t_w = 3 \cdot 1 = 3 \text{ см для снижения сварочных напряжений в поясных швах};$$

$$\frac{b_f}{t_f} \leq \sqrt{\frac{E}{R_y}} = \sqrt{\frac{20600}{23}} = 29,93 \text{ для обеспечения местной устойчивости сжатого}$$

пояса (п.7.24 СНиП [1])

Соответственно этому, принимаем

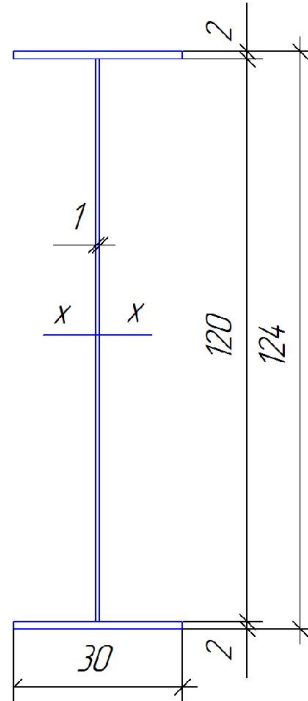
$$b_f = 30 \text{ см}; t_f = 2 \text{ см}; A_f = 30 \cdot 2 = 60 \text{ см}^2; b_f/t_f = 30/2 = 15 < 29,93$$

Для принятого сечения балки вычисляем геометрические характеристики.

Состав сечения:

Стенка – 1200х9/ГОСТ 19903-74*

Пояса – 300х20/ГОСТ 82-70*

*рис. 5.2.1. Расчетная схема сечения балки*

Момент инерции сечения:

$$J_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2b_f t_f \left(\frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 = \frac{1 \cdot 120^3}{12} + 2 \cdot 30 \cdot 2 \left(\frac{120 + 2}{2} \right)^2 = 590520 \text{ см}^4$$

Момент сопротивления:

$$W_x = \frac{J_x}{(h_w + 2t_f) \cdot 0,5} = \frac{590520}{(120 + 2 \cdot 2) \cdot 0,5} = 9524 \text{ см}^3 > W_{x.\text{тр}} = 9265 \text{ см}^3$$

на 2,7% < 5%

Статический момент полусечения :

$$S_x = b_f \cdot t_f \left(\frac{h_w + t_f}{2} \right) + 0,5 h_w \cdot t_w \cdot \frac{h_w}{4} = 30 \cdot 3 \left(\frac{120 + 2}{2} \right) + 0,5 \cdot 120 \cdot 1 \cdot \frac{120}{4} = 5460 \text{ см}^3$$

Статический момент пояса относительно оси x-x:

$$S_{\text{пояса}} = b_f \cdot t_f \left(\frac{h_w + t_f}{2} \right) = 30 \cdot 2 \left(\frac{120 + 2}{2} \right) = 3660 \text{ см}^3$$

Показатель экономичности при конструировании сечения по условиям прочности:

$$a_w = \frac{A_w}{A} = \frac{120 \cdot 1}{((120 \cdot 1) + 30 \cdot 2 \cdot 2)} = 0,5$$

Принятое сечение сварной главной балки проверяем:

а) на прочность в сечении на $0,5 \cdot L$ при действии

$$M_{max} = 2131 \cdot 10^2 \text{ кНсм (п.5.12 СНиП [1]):}$$

$$M_{max} = 2131 \cdot 10^2 \text{ кНсм} < R_y \cdot W_x \cdot \gamma_c = 23 \cdot 9524 \cdot 1 = 2191 \cdot 10^2 \text{ кНсм}$$

(запас прочности $\cong 2,7 \%$)

б) на прочность при действии $Q_{max} = 852 \text{ кН}$ в сечении на опоре (п.5.12 СНиП [1]):

$$Q_{max} = 852 \text{ кН} < \frac{J_x \cdot t_w}{S_x} \cdot R_s \cdot \gamma_c = \frac{590520 \cdot 1}{5460} \cdot 13,92 \cdot 1 = 1506 \text{ кН}$$

в) на жесткость по второй группе предельных состояний

$$f = \frac{5 \cdot 0,7 \cdot \vartheta_n \cdot \gamma_n \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot J_x} = \frac{5 \cdot 0,7 \cdot 143 \cdot 10^{-2} \cdot 0,95 \cdot 1000^4}{384 \cdot 20600 \cdot 590520} = 1,02 \text{ см} < f_u = 2,86 \text{ см}$$

Сечение экономично и удовлетворяет требованиям прочности и жесткости.

Проверку общей устойчивости балки не делаем, т.к. она раскреплена в пролете второстепенными балками и настилом.

5.3. Размещение ребер жесткости и проверка стенки балки на местную устойчивость

Для принятого сечения главной балки условная гибкость:

$$\bar{\lambda}_w = h_{ef.w}/t_w \cdot \sqrt{R_y/E} = \frac{150}{1,0} \sqrt{\frac{24,0}{20600}} = 5,12$$

($h_{ef.w} = h_w = 150 \text{ см}$ согласно п.7.1 СНиП [1]).

Согласно п. 7.1 СНиП [1] стенку балки укрепляем односторонними поперечными ребрами с шириной ребра:

$b_h = h_{ef.w}/24 + 50 \text{ мм} = 1500/24 + 50 = 112,5 \text{ мм}$. Принимаем $b_h = 115 \text{ мм}$ и толщиной

$$t_s \geq 2 \cdot b_h \cdot \sqrt{R_y/E} = 2 \cdot 115 \cdot \sqrt{24,0/20600} = 7,85 \text{ мм} \approx 8 \text{ мм}$$

Ребра размещаем с шагом 150 см, что не превышает $2 \cdot h_{ef.w} = 300 \text{ см}$ (п. 7.10 СНиП [1]).

Размещение ребер показано на рисунке 5.3.1.

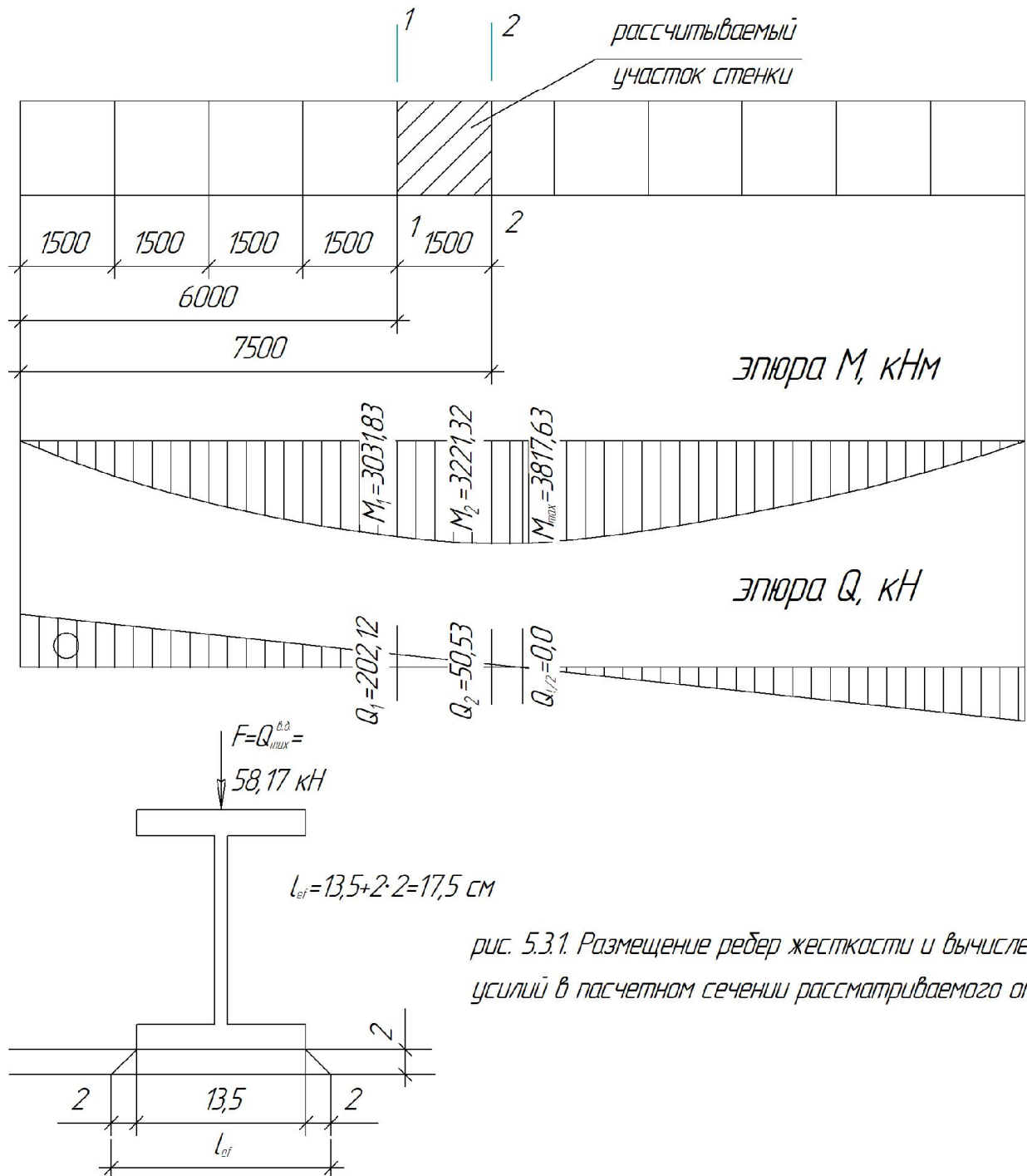


рис. 5.3.1. Размещение ребер жесткости и вычисление усилий в расчетном сечении рассматриваемого отсека

Для проверки устойчивости стенки рассматриваем ее участок (отсек), ограниченный поясами и ребрами жесткости, размером 1,5 м х 1,5 м, расположенный в средней части балки. Согласно п. 7.2 СНиП [1] расчетные напряжения σ и τ для этого участка вычисляем по M_{cp} и Q_{cp} для наиболее напряженного участка стенки длиной $h_w = 150$ см. Усилия в сечениях 1-1 и 2-2 по концам этого участка составляют:

$$M_1 = \left[\vartheta_A \cdot 6 - (g + \vartheta) \cdot 6 \cdot \frac{6}{2} \right] \cdot \gamma_n = \left[851,04 \cdot 6 - (10,38 + 96) \cdot 6 \cdot \frac{6}{2} \right] \cdot 0,95 = 3031,83 \text{ кНм}$$

$$M_2 = \left[851,04 \cdot 7,5 - (10,38 + 96) \cdot 7,5 \cdot \frac{7,5}{2} \right] \cdot 0,95 = 3221,32 \text{ кНм}$$

$$\text{где } V_A = \frac{(g + \vartheta) \cdot L}{2} = \frac{(10,38 + 96) \cdot 16}{2} = 851,04 \text{ кН}$$

$$Q_1 = [\vartheta_A - (g + \vartheta) \cdot 6,5] \cdot \gamma_n = [851,04 - (10,38 + 96) \cdot 6] \cdot 0,95 = 202,12 \text{ кН}$$

$$Q_2 = [851,04 - (10,38 + 96) \cdot 7,5] \cdot 0,95 = 50,53 \text{ кН}$$

Усредненные значения усилий:

$$M_{cp} = (3031,83 + 3221,32) \cdot 0,5 = 3126,58 \text{ кНм}$$

$$Q_{cp} = (202,12 + 50,53) \cdot 0,5 = 126,33 \text{ кН}$$

Соответствующие им усредненные расчетные напряжения в стенке на рассматриваемом участке

$$\sigma = \frac{M_{cp} \cdot h_w}{J_x \cdot 2} = \frac{3126,58 \cdot 10^2 \cdot 150}{1320930 \cdot 2} = 17,75 \text{ кН/см}^2$$

$$\tau = \frac{Q_{cp}}{t_w \cdot h_w} = \frac{126,33}{1 \cdot 150} = 0,84 \text{ кН/см}^2$$

При сосредоточенных нагрузках на пояса балок в расчете стенки на местную устойчивость должны учитываться напряжения σ_{loc} , величина которых вычисляется по п.5.13 СНиП [1].

$$\sigma_{loc} = \frac{2 \cdot F}{t_w \cdot l_{ef}} = \frac{2 \cdot 58,17}{1 \cdot 17,5} = 6,65 \text{ кН/см}^2$$

где $F=Q=58,17$ кН - поперечная сила на опоре второстепенной балки;

$$l_{ef} = b + 2 \cdot t_{ef} = 13,5 + 2 \cdot 2 = 17,5 \text{ см} - \text{условная длина распределения}$$

нагрузки (по рис. 5.3.1)

Критические напряжения для рассматриваемого участка стенки по п.п. 7.4 и 7.6 СНиП [1]:

$$\sigma_{cr} = \frac{C_{cr} \cdot R_y}{\bar{\lambda}_w^2} = \frac{33,16 \cdot 24}{5,12^2} = 30,36 \text{ кН/см}^2$$

где $C_{cr} = 33,16$ по таблице 21 [1] в зависимости от коэффициента:

$$\delta = \beta \cdot \frac{b_f}{h_{ef.w}} \cdot \left(\frac{t_f}{t_w}\right)^3 = 0,8 \cdot \frac{45}{150} \left(\frac{2}{1}\right)^3 = 1,92$$

$\beta = 0,8$ по таблице 22 [1]; $b_f = 45 \text{ см}$; $h_{ef.w} = h_w = 150 \text{ см}$; $t_f = 2 \text{ см}$; $t_w = 1 \text{ см}$; $\bar{\lambda}_w = 5,12$ - характеристики элементов сечения балки.

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2}\right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{1^2}\right) \cdot \frac{13,34}{5,12^2} = 9,22 \text{ кН/см}^2$$

где $\mu = 1,5/1,5 = 1$; $\bar{\lambda}_{ef} = \bar{\lambda}_w = 5,12$; $R_s = 13,34 \text{ кН/см}^2$

$$\sigma_{loc.cr} = \frac{C_1 \cdot R_y}{\bar{\lambda}_a^2} = \frac{20,21 \cdot 24}{5,12} = 18,50 \text{ кН/см}^2$$

Здесь $C_1 \cong 20,21$, по таблице 23 [1] (по интерполяции) при $a/h_{ef} = 150/150 = 1$, и $\delta = 1,92$ по предыдущему;

$$\bar{\lambda}_a = \frac{a}{t_w} \sqrt{R_y/E} = \frac{150}{1} \sqrt{24/20600} = 5,12$$

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc.cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{17,75}{30,36} + \frac{6,65}{18,50}\right)^2 + \left(\frac{0,84}{9,22}\right)^2} = 0,95 < \gamma_c = 1$$

Местная устойчивость стенки на рассматриваемом участке обеспечена.

5.4. Расчет поясных швов главной сварной балки

Поясные швы балки конструируем угловыми двусторонними; сварка автоматическая с применением сварочной проволоки Св-08А и флюса АН-348А. Расчетные сопротивления:

$$R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2 \text{ (таблица 56 СНиП [1])}.$$

$$R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65 \text{ кН/см}^2 \text{ (таблица 3 СНиП [1])}.$$

Рассчитываем поясные швы по опорному сечению балки с учетом сосредоточенной нагрузки на пояс от двух второстепенных балок, руководствуясь п.п.11.2 и 11.16 СНиП [1] и применяя формулы (138) и (139) таблицу 37.

Продольное сдвигающее усилие:

$$T = \frac{Q_{max} \cdot S_{пояса}}{J_x} = \frac{954 \cdot 6840}{1320930} = 4,94 \text{ кН/см}^2$$

Поперечное усилие от давления на пояс двух второстепенных балок

$$\vartheta = \frac{F}{l_{ef}} = \frac{116,34}{17,5} = 6,65 \text{ кН/см}$$

где $F = 58,17 \cdot 2 = 116,34 \text{ кН}$ - две опорные реакции второстепенных балок;

$$l_{ef} = b + 2t_f = 13,5 + 2 \cdot 2 = 17,5 \text{ см};$$

$b = 13,5 \text{ см}$ - ширина пояса второстепенной балки;

$t_f = 2 \text{ см}$ - толщина пояса главной балки;

Согласно п.11.2 СНиП [1] принимаем:

$$b_f = 1,1$$

$b_z = 1,15$ (таблица 34 при диаметре сварочной проволоки 3 мм;

$k_{f.min} = 6 \text{ мм}$ и сварке в лодочку);

$$\gamma_{wf} = 1; \gamma_{wz} = 0,85 \text{ (климатический район II}_4; R_{wun} = 410 \text{ МПа)}.$$

Требуемая высота шва по катету по формуле (138):

$$k_f = \frac{\sqrt{T^2 + V^2}}{2\beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{\sqrt{4,94^2 + 6,65^2}}{2 \cdot 1,1 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} = 0,21 \text{ см}$$

по формуле (139):

$$k_f = \frac{\sqrt{T^2 + V^2}}{2\beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c} = \frac{\sqrt{4,94^2 + 6,65^2}}{2 \cdot 1,15 \cdot 18 \cdot 0,85 \cdot 1} = 0,25 \text{ см}$$

Согласно п.12.8 и таблице 38 СНиП [1] принимаем высоту поясных швов по катету $k_f = 6$ мм.

5.5. Конструирование и расчет опорной части балки

Опорный узел главной балки при опирании на средние колонны конструируем с торцевыми опорными ребрами.

Ширину ребра $2b_h$ принимаем равной ширине пояса балки $b_f = 45$ см.

Предварительная толщина торцевого ребра:

$$t_h = 2b_h \sqrt{R_y/E} = 45 \sqrt{24/20600} \cong 1,5 \text{ см}$$

Толщину ребра проверяем по прочности на торцевое смятие:

$$F = Q_{max} = 954 \text{ кН} \leq R_p \cdot 2b_h \cdot t_h \cdot \gamma_c = 36 \cdot 45 \cdot 1,5 \cdot 1 = 2430 \text{ кН}$$

где $R_p = R_u = 36 \text{ кН/см}^2$ по таблицам 1 и 51 СНиП [1] для стали С255 при толщине листа $10 \div 20$ мм.

Толщина торцевого листа достаточна.

Высоту k_f шва, прикрепляющего торцевое ребро к стенке балки, рассчитываем по формуле ([6], стр.44):

$$k_f = \frac{1}{b_f} \sqrt{\frac{F}{85 \cdot n_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c}} = \frac{1}{0,9} \sqrt{\frac{F}{85 \cdot 2 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1}} = 0,62 \text{ см}$$

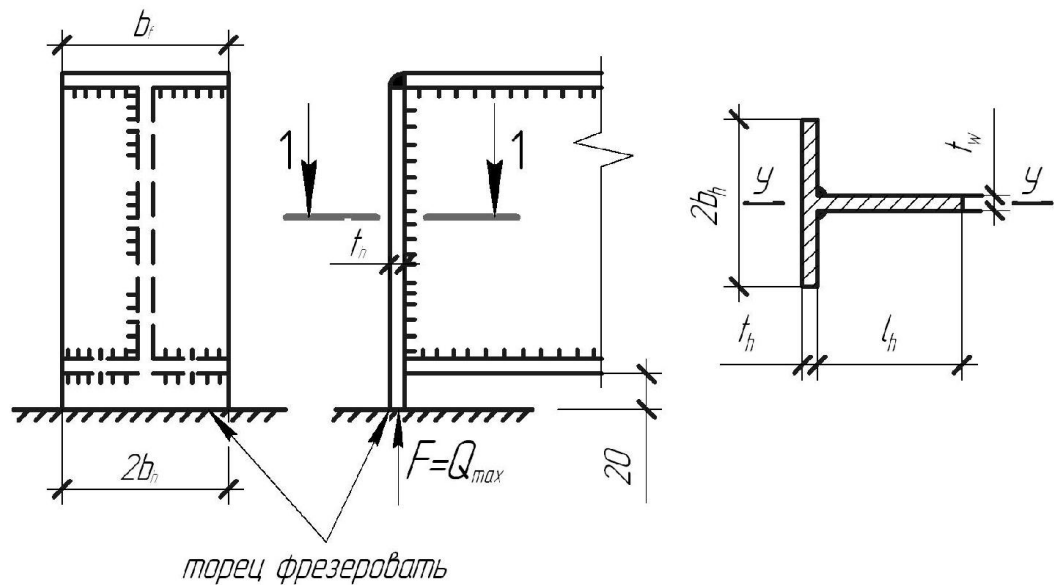


рис. 5.5.1. К расчету опорного узла балки

Шов выполняется полуавтоматической сваркой проволокой $d=2\text{ мм}$ в нижнем положении. По таблице 34 СНиП [1] $b_f = 0,9$ при $k_{f.min} = 6\text{ мм}$; $\gamma_{wf} = 1$ по п.11.2 СНиП [1]; количество швов $n_w = 2$, а расчетное усилие $F = Q_{max} = 954\text{ кН}$; расчетное сопротивление металла шва $R_{wf} = 18\text{ кН/см}$ (по предыдущему).

Руководствуясь таблицей 38 СНиП [1], принимаем $k_f = 6\text{ мм}$ и проверяем достаточность фактической длины шва.

$$85 \cdot \beta_f \cdot k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,6 = 45,9 < h_w = 150\text{ см}$$

Торцевое ребро с частью стенки проверяем на устойчивость из плоскости балки как условную стойку высотой $h_w = 150\text{ см}$ и нагруженную опорной реакцией балки $F = Q_{max} = 954\text{ кН}$ по формуле (7) СНиП [1]:

$$F \leq R_y \cdot A \cdot \varphi_y \cdot \gamma_c$$

где $A = 2 \cdot b_h \cdot t_h + l_h \cdot t_w = 45 \cdot 1,5 + 19,04 \cdot 1 = 86,54\text{ см}^2$

$$l_h = 0,65 \cdot t_w \sqrt{E/R_y} = 0,65 \cdot 1 \cdot \sqrt{20600/24} = 19,04\text{ см}$$

Момент инерции и радиус инерции сечения относительно оси у-у:

$$J_y = \frac{1,5 \cdot 45^3}{12} + \frac{19,04 \cdot 1^3}{12} = 11392,21\text{ см}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{J_y}{A}} = \sqrt{\frac{11392,21}{86,54}} = 11,47 \text{ см}$$

Гибкость условной стойки:

$$\lambda_y = \frac{h_w}{i_y} = \frac{150}{11,47}$$

По таблице 72 СНиП [1] определяем $\varphi_y \cong 0,9793$ (по интерполяции) и проверяем условную опорную стойку на устойчивость:

$$F = 954 \text{ кН} < 24 \cdot 86,54 \cdot 0,9793 \cdot 1 = 2033,97 \text{ кН}$$

Опорный узел с торцевым опорным ребром обладает достаточной прочностью и устойчивостью, Опорные узлы балок на крайних колоннах конструируем с боковыми опорными ребрами. Размеры их - по конструктивным соображениям.

5.6. Расчет укрупнительного стыка балки

Сечение балки на опоре $h_w \times t_w = 1500 \times 10$ мм, $b_f \times t_f = 450 \times 20$ мм

Принимаем выполнение монтажных швов ручной сваркой с использованием электродов типа Э42А. Расчетное сопротивление сварного соединения при ручной сварке без физического контроля качества швов принимается равным для сжатых элементов:

$$R_{wy} = R_y = 240 \text{ МПа} = 24 \text{ кН/см}^2,$$

Для растянутых:

$$R_{wy} = 0,85R_y = 0,85 \cdot 24 = 20,4 \text{ кН/см}^2$$

Расчетное сопротивление сварного соединения на сдвиг принимается равным:

$$R_{ws} = R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 240 = 139,2 \text{ МПа} = 13,92 \text{ кН/см}^2$$

Монтажный сварной стык принимаем без накладок, все элементы балки соединяются встык с полным проваром.

Определяем распределение момента между поясами и стенкой

$$J_w = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} = \frac{1 \cdot 150^3}{12} = 281250 \text{ см}^4$$

$$M_w = \frac{J_w \cdot M_x}{J_x} = \frac{281250 \cdot 3817,63}{1320930} = 812,84 \text{ кНм}$$

$$M_f = M_x - M_w = 3817,63 - 812,84 = 3004,79 \text{ кНм}$$

Усилия в поясах равны

$$N_f = \frac{M_f}{h_{cf}} = \frac{3004,79 \cdot 10^2}{152} = 1976,84 \text{ кН}$$

$$h_{cf} = h_w + 2 \cdot \frac{h_f}{2} = 150 + 2 \cdot \frac{2}{2} = 152 \text{ см}$$

Сначала проверяем возможность выполнения прямого стыка для нижнего растянутого пояса

$$\sigma_w = \frac{N_f}{t_f(b_f - 2t_f)} = \frac{1976,84 \cdot 10}{2(45 - 2 \cdot 2)} = 241,08 \text{ МПа} > R_{wy} \cdot \gamma_c = 204 \text{ МПа}$$

Прочность прямого шва не достаточна, поэтому применяем косой шов с наклоном среза $\alpha = 45^\circ$.

Расчетная длина косого шва равна

$$l_w = \frac{b_f}{\sin \alpha} - 2t_f = \frac{45}{0,707} - 2 \cdot 2 = 59,65 \text{ см}$$

Нормальное напряжение

$$\sigma_w = \frac{N_f \cdot \sin \alpha}{t_f \cdot l_w} = \frac{1976,84 \cdot 0,707}{2 \cdot 59,65} = 11,72 \text{ кН/см}^2 < R_{wy} \cdot \gamma_c = 20,4 \text{ кН/см}^2$$

Касательные напряжения

$$\tau_w = \frac{N_f \cdot \cos \alpha}{t_f \cdot l_w} = \frac{1976,84 \cdot 0,707}{2 \cdot 59,65} = 11,72 \text{ кН/см}^2 < R_{ws} \cdot \gamma_c = 13,92 \text{ кН/см}^2$$

Приведенные напряжения

$$\begin{aligned} \sqrt{\sigma_w^2 + 3\tau_w^2} &= \sqrt{11,72^2 + 3 \cdot 11,72^2} = 23,44 \text{ кН/см}^2 < 1,15R_{wy} = 1,15 \cdot 20,4 \\ &= 23,46 \text{ кН/см}^2 \end{aligned}$$

Прочность косого стыкового шва нижнего пояса обеспечена

Расчет стыка стенки

В сварном шве стенки действует только изгибающий момент $M_w = 812,84 \text{ кНм}$, поэтому проверка имеет вид

$$\sigma_w = \frac{6M_{wf}}{t_w \cdot h_w^2} = \frac{6 \cdot 812,84 \cdot 10^2}{1 \cdot 150^2} = 21,68 \text{ кН/см}^2 > R_y = 20,4 \text{ кН/см}^2$$

Прочность не обеспечена

Принимаем для стыкового сварного шва стенки, работающего на изгиб, физический контроль качества, при котором

$$R_{wy} = R_y = 24 \text{ кН/см}^2$$

$$\sigma_w = 21,68 \text{ кН/см}^2 < R_{wy} = 24 \text{ кН/см}^2$$

Прочность монтажного сварного стыка обеспечена.

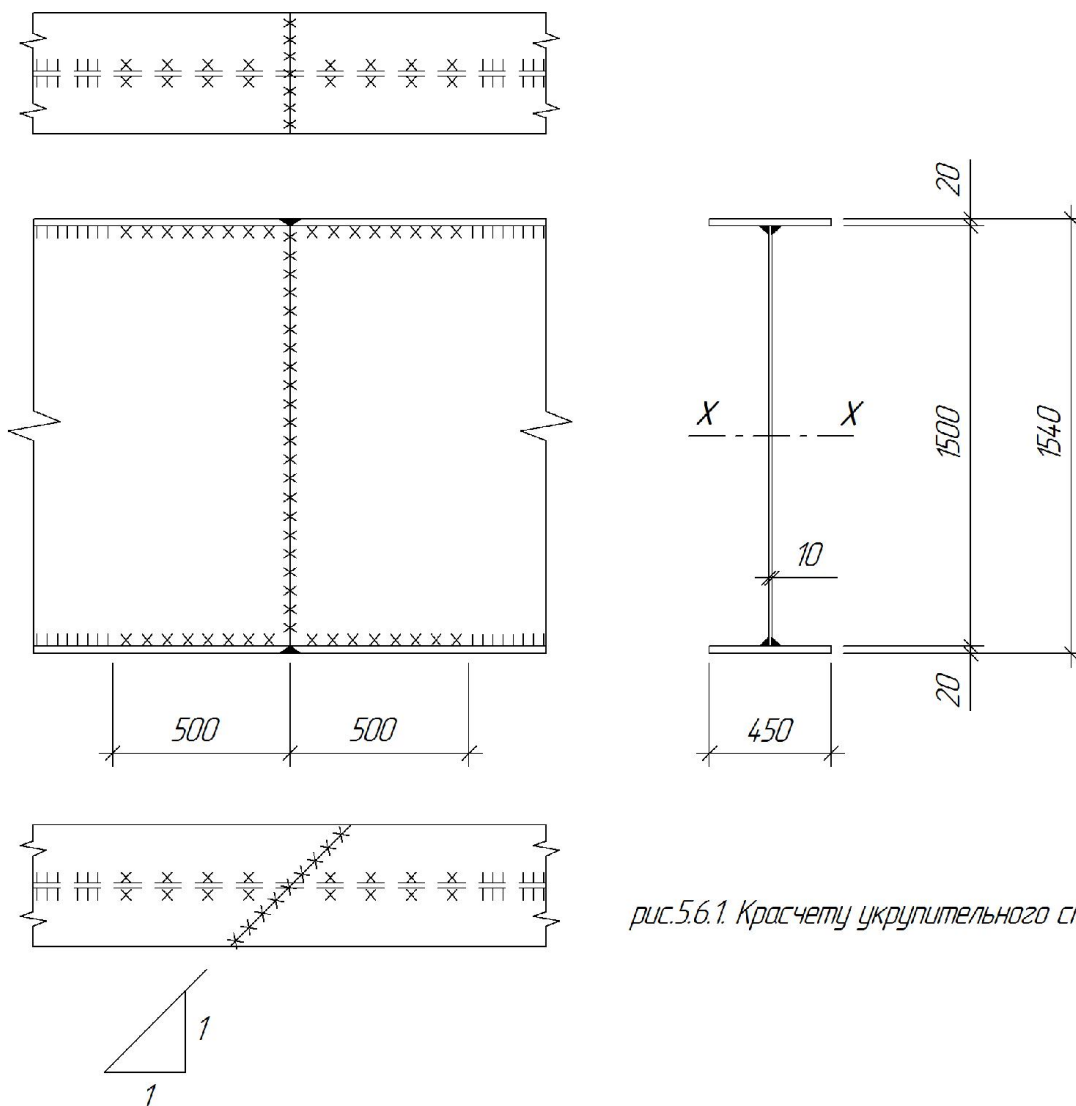


рис.5.6.1. Расчету укрупнительного стыка

6. Конструирование и расчет колонны сквозного сечения

6.1. Конструирование и расчет стержня колонны

Колонны проектируем сквозного сечения из двух прокатных профилей, соединенных планками. Материал колонны – сталь С245 с $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$. Конструктивная и статическая расчетной схемы колонны учитываем, что в плоскости, перпендикулярной пролету главных балок, оголовки закреплены от смещения связями.

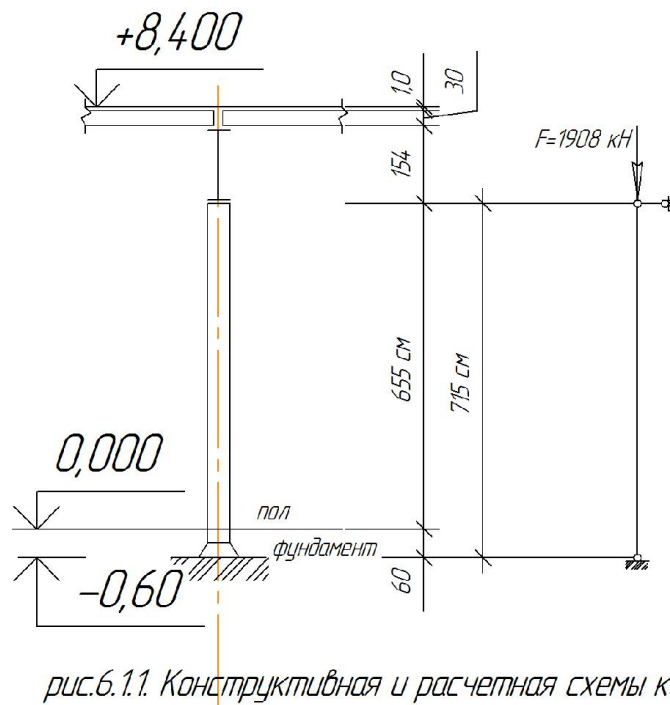


рис.6.1.1. Конструктивная и расчетная схемы колонн

Рассчитывается средняя колонна площадки, на которую передается нагрузка от двух главных балок $F = 2Q_{max} = 2 \cdot 954 = 1908 \text{ кН}$. Колонну считаем шарнирно закрепленной по концам. Соответственно, ее расчетные длины $l_{ef.x} = l_{ef.y} = l = 715 \text{ см}$ - фактической длине колонны (п. 6.8. СНиП [1]). Приняв предварительно гибкость $\lambda_x = 60$, по таблице 72 СНиП [1] принимаем $\varphi_x = 0,805$ и из формулы (7) СНиП [1] определяем требуемую площадь сечения колонны

$$A_{\text{тр}} = \frac{F}{R_y \cdot \varphi_x \cdot \gamma_c} = \frac{1908}{24 \cdot 0,805 \cdot 1} = 98,76 \text{ см}^2$$

требуемый радиус инерции сечения

$$i_{x.\text{тр}} = \frac{l_{ef.x}}{\lambda_x} = \frac{715}{60} = 11,92 \text{ см}$$

Принимаем сечение из 2 [36П. Характеристики сечения:

$$A_1 = 53,4 \text{ см}^2; b_{f1} = 11 \text{ см}; J_{x1} = 10820 \text{ см}^4; i_{x1} = 14,3 \text{ см}; J_{y1} = 611 \text{ см}^4; i_{y1} = 3,38 \text{ см}$$

Фактическая гибкость стержня колонны

$$\lambda_x = \frac{l_{ef.x}}{i_{x1}} = \frac{715}{14,3} = 50$$

Условная гибкость

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{R_y/E} = 50 \sqrt{24/20600} = 1,71 < 2,5$$

При $0 < \bar{\lambda}_x \leq 2,5$ согласно п. 5.3 СНиП [1] значение φ_x вычисляем по формуле:

$$\begin{aligned} \varphi_x &= 1 - (0,073 - 5,53 \cdot R_y/E) \cdot \bar{\lambda}_x \cdot \sqrt{\bar{\lambda}_x} \\ &= 1 - (0,073 - 5,53 \cdot 24/20600) \cdot 1,71 \cdot \sqrt{1,71} = 0,852 \end{aligned}$$

Проверяем устойчивость стержня колонны относительно материальной оси х-х по формуле (7) СНиП [1]:

$$F = 1908 \text{ кН} < R_y \cdot A \cdot \varphi_x \cdot \gamma_c = 24 \cdot 2 \cdot 53,4 \cdot 0,852 \cdot 1 = 2181,28 \text{ кН}$$

Ширину сечения “b” назначаем из условия равноустойчивости стержня ($\lambda_x = \lambda_{ef.y}$), используя зависимости: $i_x = \alpha_x \cdot h$; $i_y = \alpha_y \cdot b$; где $\alpha_x = 0,38$ и $\alpha_y = 0,44$ для сечения из 2 [36П.

Используя $\lambda_x = \lambda_{ef.y}$ для сечения из 2 [36П, получим

$$b_{\text{тр}} = 1,3 \frac{\lambda_{ef.y}}{\lambda_{ef.x}} \cdot \frac{\alpha_x}{\alpha_y} \cdot h = 1,3 \cdot \frac{7115}{715} \cdot \frac{0,38}{0,44} \cdot 36 = 40,42 \text{ см}$$

где 1,3 учитывает увеличение гибкости λ_y сквозной колонны за счет податливости соединительных элементов.

Ширина “b” по осям швеллеров должна обеспечивать зазор между их полками не менее 100 мм; зазор $b - b_{f1} = 40,42 - 11 = 29,42 \text{ см} > 10 \text{ см}$. принимаем ширину сечения колонны $b = 41 \text{ см}$. для принятого сечения вычисляем момент инерции относительно свободной оси у-у (как целого сечения)

$$J_y = 2 \left[J_{y1} + A_1 \left(\frac{b}{2} - z_0 \right)^2 \right] = 2 \left[611 + 53,4 \left(\frac{41}{2} - 2,99 \right)^2 \right] = 33966,89 \text{ см}^4$$

Радиус инерции

$$i_y = \sqrt{J_y / 2A_1} = \sqrt{\frac{33966,89}{106,8}} = 17,83 \text{ см}$$

Для вычисления приведенной гибкости $\lambda_{ef.y}$ по пункту 5.6 СНиП [1]

конструируем соединительные элементы – планки:

- ширина планок $b_s = 0,6b = 0,6 \cdot 41 = 24,6 \text{ см} \cong 25 \text{ см}$

- толщина планок $t_s \geq b_s / 30 = 25 / 30 = 0,83 \text{ см}$

$$t_s \geq b_{f1} / 50 = \frac{C + 2 \cdot 6}{50} = \frac{30 + 12}{50} = 0,84 \text{ см}$$

Принимаем $t_s = 0,9 \text{ см}$.

Задавшись гибкостью ветви $\lambda_1 = 35 < 40$, вычислим расстояние между планками

$$l_1 = \lambda_1 \cdot i_{y1} = 35 \cdot 3,38 \cong 119 \text{ см}$$

Соответственно, расстояние между центрами планок

$$l = l_1 + b_s = 119 + 25 = 144 \text{ см}$$

Для вы
согласе

где $J_s = 1$
На осн
СНиП |

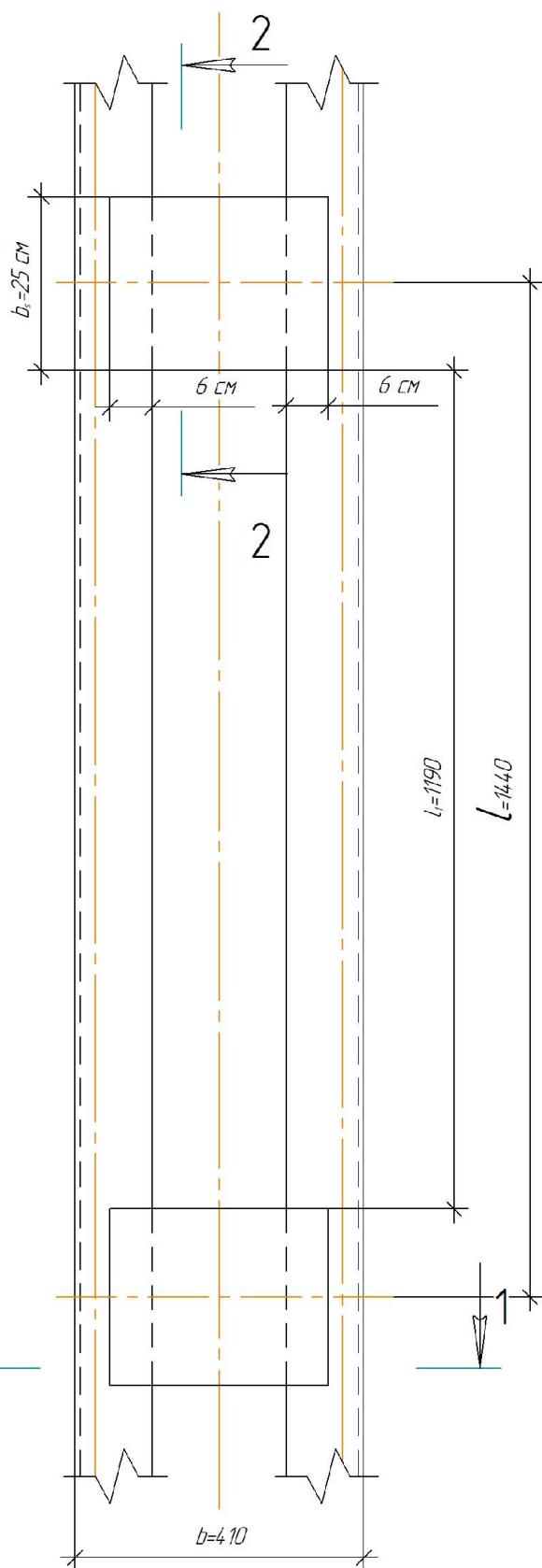
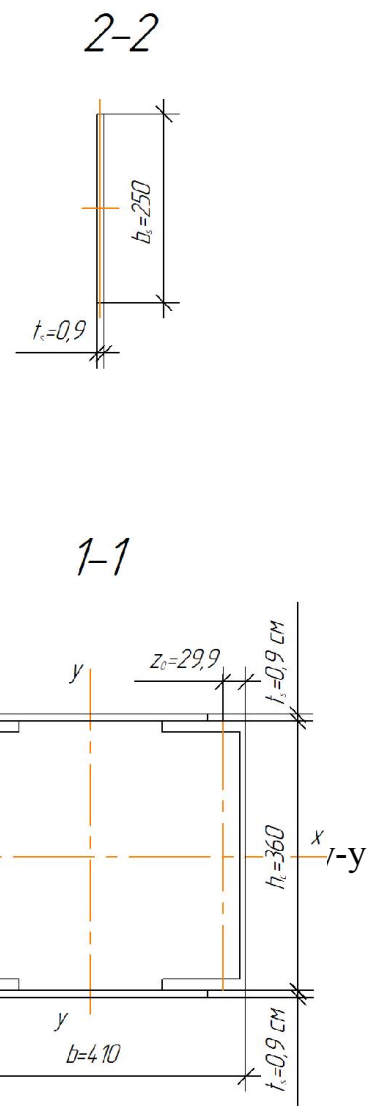


рис. 6.1.2. Стержень колонны



$$\lambda_1 = \frac{l_1}{i_{y1}} = \frac{119}{3,38} = 35,2$$

$$\lambda_1 = \frac{l_{ef.y}}{i_y} = \frac{715}{17,83} = 40,1$$

Условная приведенная гибкость относительно свободной оси

$$\overline{\lambda_{ef.y}} = \lambda_{ef.y} \cdot \sqrt{R_y/E} = 53,36 \cdot \sqrt{24/20600} = 1,82 < 2,5$$

Коэффициент продольного изгиба φ_y вычисляем по формуле (8) п. 5.3 СНиП [1]:

$$\begin{aligned} \varphi_y &= 1 - (0,073 - 5,53 \cdot R_y/E) \cdot \overline{\lambda_{ef.y}} \cdot \sqrt{\overline{\lambda_{ef.y}}} \\ &= 1 - (0,073 - 5,53 \cdot 24/20600) \cdot 1,82 \cdot \sqrt{1,82} = 0,837 \end{aligned}$$

Устойчивость стержня колонны относительно свободной оси у-у проверяем с учетом формулы (7) п. 5.3 СНиП [1]:

$$F = 1908 \text{ кН} < R_y \cdot A \cdot \varphi_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 2 \cdot 53,4 \cdot 0,837 \cdot 1 = 2145,4 \text{ кН}$$

6.2. Расчет креплений соединительных планок

Сварные швы, прикрепляющие соединительные планки к ветвям колонны, рассчитываем на действие условной поперечной силы Q_{fic}

$$\begin{aligned} Q_{fic} &= 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - E/R_y) N / \varphi_y \\ &= 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - 20600/24) 1908 / 0,837 = 23,99 \text{ кН} \end{aligned}$$

Сила F , сдвигающая планку вдоль шва, по формуле 24 п. 5.9 СНиП [1]:

$$F = \frac{Q_{fic}}{2} \cdot \frac{l}{b} = \frac{23,99}{2} \cdot \frac{144}{41} = 42,13 \text{ кН}$$

Момент, поворачивающий планку в ее плоскости, по формуле 25 п. 5.9 СНиП [1]:

$$M_1 = \frac{Q_{fic}}{2} \cdot \frac{l}{2} = \frac{23,99}{2} \cdot \frac{144}{2} = 863,64 \text{ кНсм}$$

Принимаем высоту швов, прикрепляющих планки к ветвям $k_f = 0,6$ см, длина шва $l_w = b_s - 1 \text{ см} = 25 - 1 = 24 \text{ см}$. Сварные швы выполняются полуавтоматической сваркой. Сварочная проволока $d=2$ мм марки Св-08А по

ГОСТ 2246-70; флюс – АН-348-А по ГОСТ 9087-81. Расчетное сопротивление наплавленного металла $R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$ по таблице 56 СНиП [1]. По таблице 34 СНиП [1] принимаем $b_f = 0,9$; $\gamma_{wf} = 0,85$ по п. 11.2 СНиП [1].

Прочность шва проверяем по формуле:

$$\sqrt{\sigma_{wf.M}^2 + \tau_{wf.F}^2} = \sqrt{\left(\frac{6M_1}{b_f \cdot k_f \cdot l_w^2}\right)^2 + \left(\frac{F}{b_f \cdot k_f \cdot l_w}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{6 \cdot 863,64}{0,9 \cdot 0,6 \cdot 24^2}\right)^2 + \left(\frac{42,13}{0,9 \cdot 0,6 \cdot 24}\right)^2}$$

$$= 16,9 \text{ кН/см}^2 > R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 18 \cdot 0,85 \cdot \frac{1}{0,95} = 16,1 \text{ кН/см}^2$$

Прочность шва недостаточна, поэтому увеличиваем ширину планок b_s до 30 см, а длину прикрепляющего сварного шва до $l_w = 30 - 1 = 29$ см и повторяем проверку прочности шва:

$$\sqrt{\left(\frac{6 \cdot 863,64}{0,9 \cdot 0,6 \cdot 29^2}\right)^2 + \left(\frac{42,13}{0,9 \cdot 0,6 \cdot 29}\right)^2} = 11,7 \text{ кН/см}^2 > 16,1 \text{ кН/см}^2$$

Прочность шва обеспечена при ширине планки $b_s = 30$ см. при этом величина $l = 144$ см сохраняется. А расстояние между планками уменьшается до $l_1 = 144 - 30 = 114$ см. повторную проверку устойчивости колонны относительно свободной оси можно не делать.

6.3. Расчет оголовка колонны

Принимаем толщину опорной плиты оголовка $t_{bp} = 20$ мм. Расчетная длина

участка смятия траверсы равна $l_{s,ef} = b_h + 2t_{bp} = 25 + 2 \cdot 2,0 = 29$ см

Расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности (табл. 52* СНиП [1]) при $R_{un} = 370$ МПа равно $R_p = 336$ МПа.

Требуемая толщина траверсы

$$t_{s,r} = \frac{F}{l_{s,ef} \cdot R_p \cdot \gamma_c} = \frac{1908}{29 \cdot 33,6 \cdot 1} = 1,96 \text{ см}$$

Толщину ребра принимаем 20 мм.

Высоту траверсы определяем из условия прочности швов, необходимых для крепления траверсы оголовка к ветвям колонны.

Базу колонны проектируем с двумя траверсами из стального листа с шарнирным креплением к фундаменту двумя анкерными болтами $d_b = 20$ мм.

Рассчитывается база на силу $F = 1908$ кН, передаваемую стержнем колонны.

Бетон фундамента класса В15 с $R_b = 0,765$ кН/см² (таблица 13 СНиП [3]).

Требуемая площадь опорной плиты в плане

$$A_p = F/R_{b,loc} = 1908/1,04 = 1834,6 \text{ см}^2$$

$$\text{где } R_{b,loc} = \alpha \cdot \varphi_b \cdot R_b = 1 \cdot 1,2 \cdot 0,867 = 1,04 \text{ кН/см}^2$$

$\alpha = 1,0$ для бетона В15

$\varphi_b = \sqrt[3]{A_\phi/A_p}$ - коэффициент, зависящий от отношения площади верхней части фундамента к площади опорной плиты. Принимаем условно $\varphi_b = 1,2$.

Ширину опорной плиты назначаем по конструктивным соображениям

$$B_p \cong h_c + 2t_{tr} + 2c = 36 + 2 \cdot 1 + 2 \cdot 6 = 50 \text{ см}$$

где $h_c = 36$ см - высота сечения стержня колонны ([36П])

$t_{tr} = 1,0 \div 1,2$ см - толщина траверс, принимаем $t_{tr} = 1,0$ см

$c = 6 \div 8$ см - выступы плиты за траверсы, принимаются конструктивно.

Требуемая длина плиты

$$L_p = A_{тр}/B_p = 1834,6/50 = 36,7 \text{ см}$$

По конструктивным соображениям длина плиты должна быть не менее:

$$L_p \geq b + 2b_c = 41 + 2 \cdot 10 = 61 \text{ см}$$

где $b = 41$ см - ширина сечения стержня колонны

$b_c \geq 10,0 \div 15,0$ см - для размещения отверстий

Принимаем плиту с размерами $B_p = 50$ см; $L_p = 61$ см.

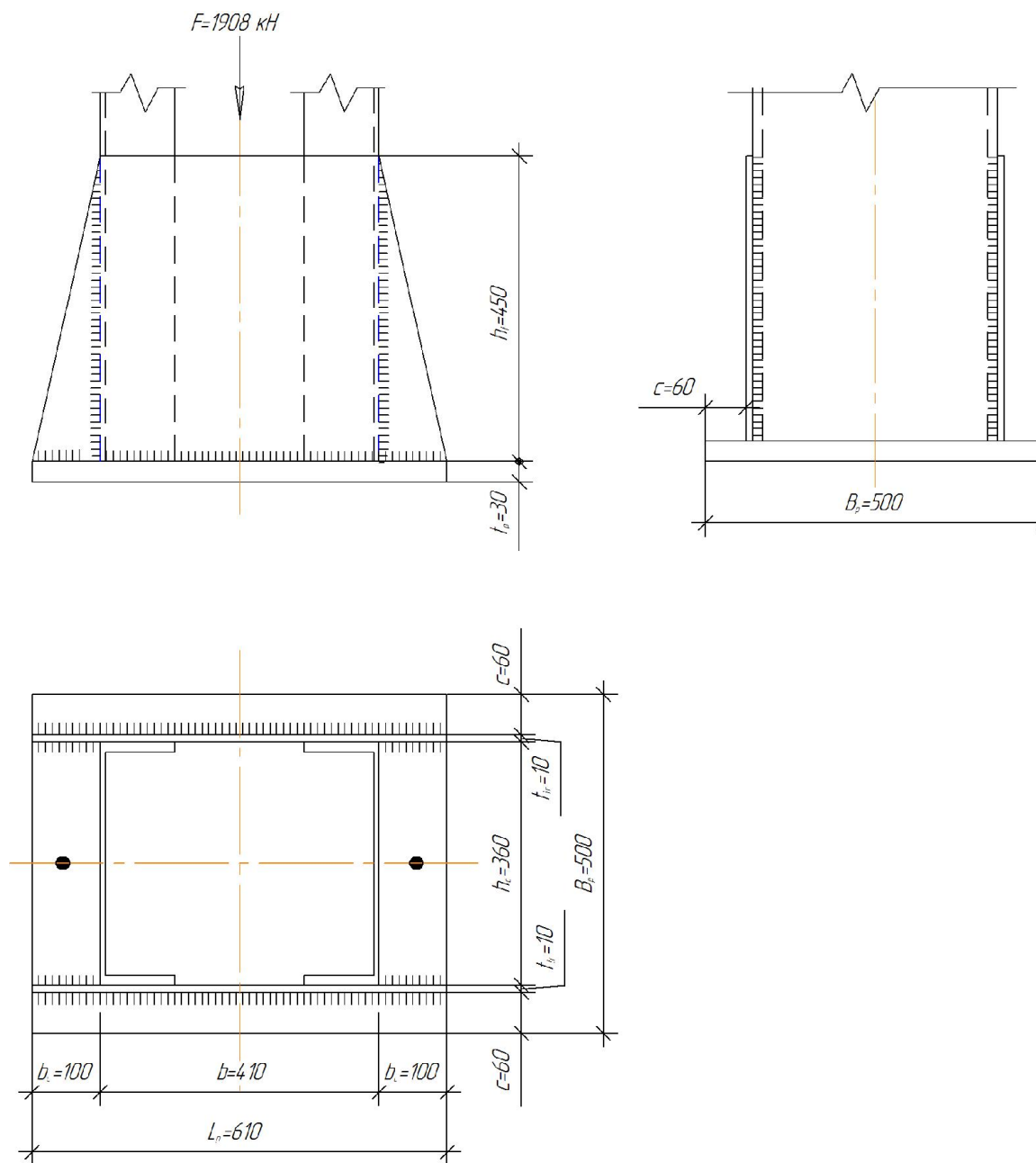


рис.6.4.1. База колонны с траверсами

Толщину плиты определяем по прочности ее на изгиб на наиболее напряженном участке.

Напряжения в бетоне под плитой, являющиеся нагрузкой плиты при расчете ее на изгиб:

$$\sigma_p = \frac{F}{B_p \cdot L_p} = \frac{1908}{50 \cdot 61} = 0,63 \text{ кН/см}^2$$

На рассматриваемом участке плита опирается по трем сторонам – на две траверсы и стенку двутавра. При отношении меньшей стороны участка к его большей стороне $10/36=0,28<0,5$ плиту на таком участке рассчитывают как консоль шириною 1 см с вылетом $b=10\text{см}$, нагруженную равномерно распределенной нагрузкой $\sigma_p = 0,63 \text{ кН/см}^2$. Изгибающий момент в плите

$$M_{max} = \sigma_p \cdot \frac{b^2}{2} = 0,63 \cdot \frac{10^2}{2} = 31,5 \text{ кН/см}$$

Требуемая толщина плиты (как балки сечением $l \times t_p$) при $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$:

$$t_p = \sqrt{\frac{6M_{max}}{R_y \cdot \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 31,5}{24 \cdot 1}} \cong 3 \text{ см}$$

Принимаем толщину плиты 30 мм.

Высоту траверс назначаем по требуемой длине швов, прикрепляющих траверсы к ветвям и передающих силу $F = 1908 \text{ кН}$. Принимаем $k_f = 0,8 \text{ см}$. Сварка полуавтоматическая в нижнем положении. Сварочные материалы по предыдущему примеру: расчетное сопротивление $R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$; $b_f = 0,9$; $\gamma_{wf} = 0,85$; $\gamma_c = 1$. Требуемая расчетная длина 4-х швов по п. 11.2 СНиП [1]:

$$l_{wf}^{tp} = \frac{F}{4} \cdot \frac{1}{k_f \cdot \beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{1908}{4} \cdot \frac{1}{0,8 \cdot 0,9 \cdot 18 \cdot 0,85 \cdot 1} = 43,3 \text{ см}$$

Принимаем высоту траверс

$$h_{tr} \geq l_{wf}^{tp} + 1 \text{ см} = 43,3 + 1 \cong 45 \text{ см}$$

Размер может быть увеличен при конструировании базы.

Требуемая высота швов, прикрепляющих траверсы к плите, при суммарной расчетной их длине

$$l_{wf} \cong 2(L_p - 1 \text{ см}) = 2(61 - 1) = 120 \text{ см}$$

(внутренние швы условно не учитываем):

$$k_f^{tp} = \frac{F}{l_{wf} \cdot \beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{1908}{120 \cdot 0,9 \cdot 18 \cdot 0,85 \cdot 1} = 1,15 \text{ см}$$

Принимаем высоту швов $k_f = 1,2 \text{ см}$

Литература

1. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции./Госстрой России. - М.: ГУП ЦПП, 2001.-96с.
2. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия./Госстрой СССР. - М.: Стройиздат, 1987, 35с; СНиП 2.01.07-85. Раздел 10, 1989г., - 8с
3. СНиП 2.03.01-84*Бетонные и железобетонные конструкции./ Госстрой России. - М.: ГУП ЦПП, 2000.-76с.
4. Металлические конструкции: Общий курс: Учебник для вузов. Под ред. Е.И. Беленя. М.: Стройиздат, 1998.-760с.
5. А.И. Колесов, Б.С. Поликарпов. Стальная рабочая площадка промздания, компоновка, конструирование и расчет несущих элементов: Учебное пособие- Н. Новгород, ННГАСУ, 1998.-91с
6. Молев И.В. Металлические конструкции. Балочные площадки и центрально - сжатые колонны. Примеры расчета. Горький 1985.