

Документ подписан простой электронной подписью

Информация о владельце:

ФИО: Емельянов Сергей Геннадьевич

Должность: ректор

Дата подписания: 15.06.2024 12:51:44

Уникальный программный ключ:

9ba7d3e34c012eba476ffd2d064cf2781953be730df2374d16f3c0ce536f01cb

образовательное учреждение высшего
образования

«Юго-Западный государственный университет»
(ЮЗГУ)

Кафедра уникальных зданий и сооружений



СТАЛЬНОЙ КАРКАС ОДНОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ

Методические указания к выполнению курсовой работы по
дисциплине

«Металлические конструкции (общий курс)»

для студентов специальности

08.05.01 Строительство уникальных зданий и сооружений

Курск 2022

УДК 624.014

Составитель: А.В. Турков

Рецензент

Доктор технических наук, профессор *В.И. Колчунов*

Стальной каркас одноэтажного промышленного здания: методические указания к выполнению курсовой работы по дисциплине «Металлические конструкции (общий курс)» для студентов специальности 08.05.01 Строительство уникальных зданий и сооружений / Юго-Зап. гос. ун-т; сост.: А.В. Турков. Курск, 2022. - 132 с. - Библиогр.: с. 132.

В настоящих методических указаниях рассмотрена курсовая работа на тему: «Стальной каркас одноэтажного промышленного здания».

Методические указания предназначены для выполнения курсовой работы по дисциплине «Металлические конструкции (общий курс)» студентами специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений».

Текст печатается в авторской редакции

Подписано в печать 15.12.2022 . Формат 60x84 1/16.

Уел. печ. л. 7,67 . Уч.-изд.л. 6,95 . Тираж 100 экз. Заказ. 5655, Бесплатно.

Юго-Западный государственный университет.

305040, г. Курск, ул. 50лет Октября, 94.

Содержание

1 РАСЧЕТ РАМЫ ОДНОЭТАЖНОГО ПРОМЗДАНИЯ	4
2 РАСЧЕТ СТУПЕНЧАТОЙ КОЛОННЫ	25
3 РАСЧЕТ ПОДКРАНОВОЙ КОНСТРУКЦИИ	62
4 ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТРОПИЛЬНОЙ ФЕРМЫ	98
5 ПРОЕКТИРОВАНИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ И ВЕРТИКАЛЬНЫХ СВЯЗЕЙ ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ	124
ЛИТЕРАТУРА.....	127

1 РАСЧЕТ РАМЫ ОДНОЭТАЖНОГО ПРОМЗДАНИЯ

1.1 Общие положения

Раздел «Статический расчет рамы одноэтажного промышленного здания» включает в себя определение генеральных размеров сооружения, сбор нагрузок на раму и собственно статический расчет приближенным методом при помощи ЭВМ. Для расчета необходимо подготовить исходные данные и рассчитать усилия в элементах рамы.

На первом этапе определяется шаг колонн. Для зданий с пролетами более или равными 30 м и высотой колонн более 14 м при кранах грузоподъемностью более 500 кН, шаг колонн принимается $B = 12$ м. Для зданий с меньшими параметрами шаг колонн принимается 6 м. У торцов здания колонны смещаются с модульной сетки на 500 мм для возможности использования типовых ограждающих плит и панелей.

Вертикальные габариты зависят от технологических условий производства и определяются расстоянием от отметки чистого пола до отметки головки рельса (ОГР) H_1 и расстояния от головки рельса до низа ригеля H_2 . Размер H_2 определяется как:

$$H_2 = (H_{кр} + 100) + f \text{ (мм)}.$$

Окончательно размер H_2 принимают кратным 200 мм. Определяется высота цеха:

$$H_0 = H_1 + H_2.$$

Размер H_0 принимают кратным 1,2 м при высоте $H_1 \leq 10,8$ м и кратным 1,8 м при $H_1 > 10,8$ м, при этом размер H_2 оставляют без изменений, а увеличивают высоту H_1 .

Высота верхней части колонны:

$$H_в = H_2 + (h_б + h_p).$$

Высота нижней части колонны:

$$H_н = H_0 - H_в + (800...1000) \text{ мм},$$

где 800...1000 мм – обычно принимаемое заглубление опорной плиты базы колонны ниже отметки $\pm 0,000$.

Высоту фермы $H_ф$ принимают стандартной: 2,25 м при пролете меньшем или равном 24 м; при пролетах более 24 м высоту фермы принимают 3,15 м. Высоту фонаря $H_{фон}$ принимают с учетом высоты

типовых оконных блоков (1250 или 1750 мм) при их количестве 1 или 2, высоты бортовой стенки (600 мм) и высоты карнизного блока (300 мм). Высота фонаря:

$$H_{фон} = H_{об} + H_{бс} + H_{кб},$$

где $H_{об}$, $H_{бс}$, $H_{кб}$ – высота соответственно оконного блока, бортовой стенки и карнизного блока.

Далее определяются горизонтальные размеры рамы. Привязка наружной грани колонны к оси колонны a может быть нулевой, 250 или 500 мм. Нулевая привязка принимается в зданиях без кранов, а также в невысоких зданиях при $V = 6$ м и с кранами грузоподъемностью менее 300 кН.

Привязка 500 мм принимается для относительно высоких зданий с кранами грузоподъемностью 1000 кН и более, а также если в верхней части колонны устраивается проход. В остальных случаях привязка принимается 250 мм.

Привязку ферм a_1 к оси колонны всегда принимают равной 200 мм, таким образом, высота сечения верхней части колонны h_v может быть 450 мм ($a_1 + a = 200 + 250 = 450$ мм) или 700 мм ($200 + 500 = 700$ мм), но не менее 1/12 ее высоты H_v (от уступа до низа фермы).

Для кранов режимов работы 7К и 8К вдоль крановых путей устраивается проход. При грузоподъемности крана более 800 кН проход шириной 400 мм и высотой 2000 мм устраивается, как правило, в теле верхней части колонны, при этом высота сечения до низа фермы получается 1000 мм. При меньшей грузоподъемности мостового крана проход устраивают вне тела колонны.

На следующем этапе проводится сбор нагрузок на раму. Определяются постоянные, снеговая, крановые и ветровые нагрузки в соответствии с [3].

После сбора нагрузок проводят статический расчет рамы приближенным методом, в результате которого определяются усилия в левой стойке рамы. Далее определяются расчетные сочетания усилий в сечениях левой стойки.

1.2 Задание на курсовой проект

Исходные данные:

Шифр задания 1 5 4 4 4 4 2 3 3 1 3. По приложению 2 выписываем основные исходные данные.

1. Назначение здания – кузнечный цех.
2. Кран мостовой электрический грузоподъемностью 1250/200 кН.
3. Режим работы крана – 8К.
4. Пролет здания 30 м.
5. Отметка головки рельса (ОГР) $H_1 = 15$ м.
6. Длина здания 120 м.
7. Место строительства – г.Орел, снеговой район III, ветровой район II (карты 1 и 3 приложения Ж СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия» [3]), расчетная снеговая нагрузка для г. Орла $S_g = 1,8$ кН/м², нормативная ветровая нагрузка для г. Орла $w_0 = 0,3$ кН/м².
8. Класс стали подкрановой балки и колонны – С255.
9. Класс стали фермы – С255.
10. Бетон фундамента класса В15.

1.3 ПРИМЕР 5. Компоновка, сбор нагрузок на раму, статический расчет рамы

1.3.1 Размещение колонн в плане

Для зданий с пролетами более или равными 30 м и высотой колонн более 14 м при кранах грузоподъемностью более 500 кН, шаг колонн принимается $B = 12$ м. Для зданий с меньшими параметрами шаг колонн принимается 6 м. У торцов здания колонны смещаются с модульной сетки на 500 мм для возможности использования типовых ограждающих плит и панелей.

Так как пролет равен 30 м, высота здания более 14 м, грузоподъемность мостового крана более 500 кН, принимаем шаг колонн $B = 12$ м.

1.3.2 Определение размеров рамы

а) Вертикальные размеры

Компоновку начинаем с установления основных размеров рамы (рисунок 5.1).

Вертикальные габариты зависят от технологических условий производства и определяются расстоянием от отметки чистого пола до от-

метки головки рельса (ОГР) H_1 и расстояния от головки рельса до низа ригеля H_2 . Размер H_2 определяется как:

$$H_2 = (H_{кр} + 100) + f \text{ (мм)} = (4000 + 100) + 300 = 4400 \text{ мм,}$$

где $H_{кр}$ – вертикальный размер крана по приложению 3; 100 мм – безопасный зазор между краном и низом ригеля; f – прогиб фермы, принимается 200...400 мм в зависимости от пролета и интенсивности снеговой нагрузки.

Окончательно размер H_2 принимают кратным 200 мм. Определяем высоту цеха:

$$H_0 = H_1 + H_2 = 15000 + 4400 = 19400 \text{ мм.}$$

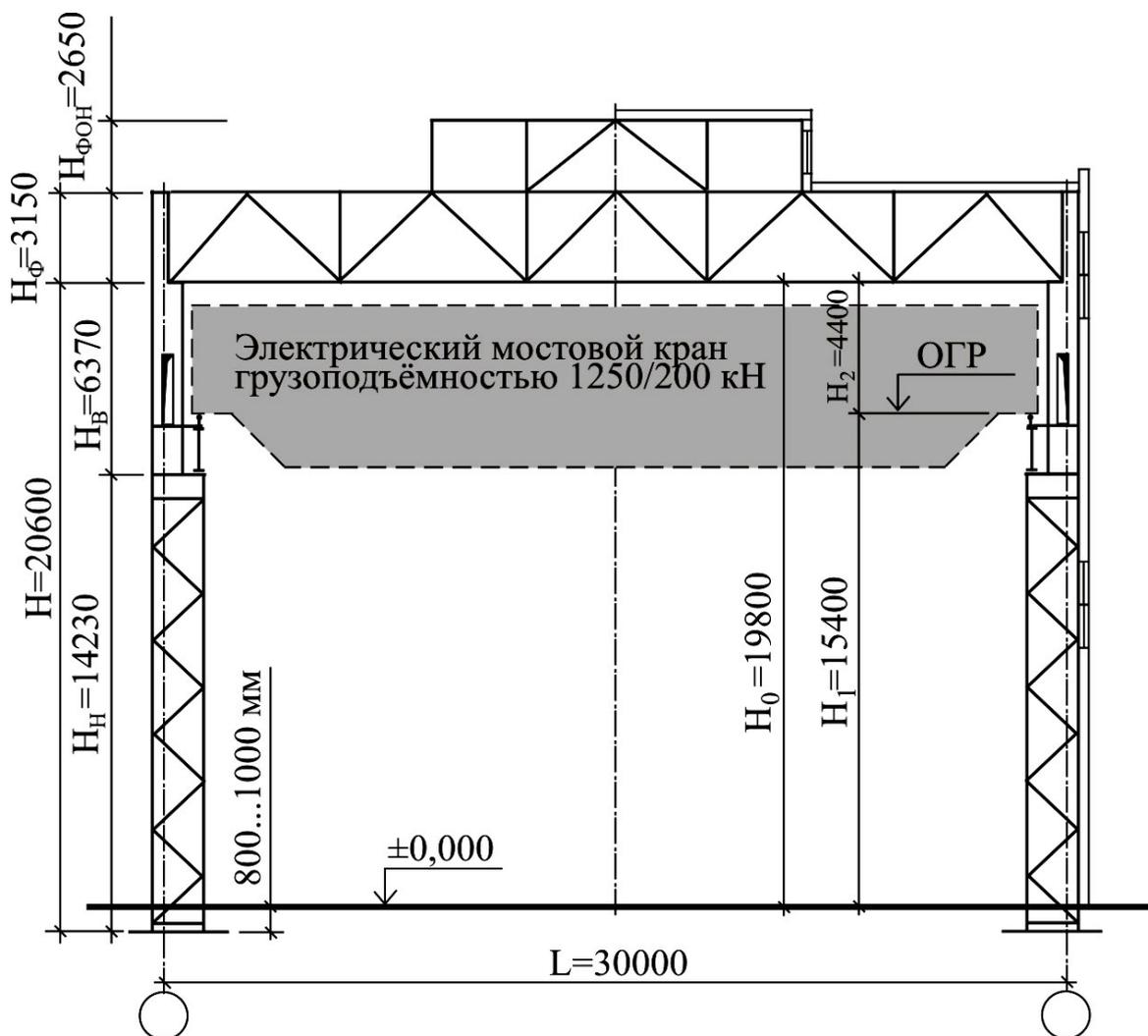


Рисунок 1.1 – Стальная рама одноэтажного промышленного здания

Размер H_0 принимают кратным 1,2 м при высоте $H_1 \leq 10,8$ м и кратным 1,8 м при $H_1 > 10,8$ м, при этом размер H_2 оставляют без изменений, а увеличивают высоту H_1 . Окончательно принимаем $H_0 = 19800$ мм, что кратно 1800 мм.

Высота верхней части колонны:

$$H_в = H_2 + (h_б + h_p) = 4400 + (1800 + 170) = 6370 \text{ мм},$$

где $h_б$ и h_p – высота подкрановой балки и кранового рельса (по приложению 3).

Высота нижней части колонны:

$$H_н = H_0 - H_в + (800 \dots 1000) \text{ мм},$$

где 800...1000 мм – обычно принимаемое заглубление опорной плиты базы колонны ниже отметки $\pm 0,000$. При заглублении базы колонны на 800 мм высота нижней части колонны составляет:

$$H_н = 19800 - 6370 + 800 = 14230 \text{ мм}.$$

Полная высота колонны:

$$H = H_в + H_н = 14230 + 6370 = 20600 \text{ мм}.$$

Высоту фермы $H_ф$ принимают стандартной: 2,25 м при пролете меньшем или равном 24 м; при пролетах более 24 м высоту фермы принимают 3,15 м. Высоту фермы при $L = 30$ м принимаем $H_ф = 3,15$ м.

Высоту фонаря $H_{фон}$ принимают с учетом высоты типовых оконных блоков (1250 или 1750 мм) при их количестве 1 или 2, высоты бортовой стенки (600 мм) и высоты карнизного блока (300 мм). Высота фонаря:

$$H_{фон} = H_{об} + H_{бс} + H_{кб} = 1750 + 600 + 300 = 2650 \text{ мм},$$

где $H_{об}$, $H_{бс}$, $H_{кб}$ – высота соответственно оконного блока, бортовой стенки и карнизного блока.

Общая высота здания:

$$H_{зд} = H_0 + H_ф + H_{фон} = 19800 + 3150 + 2650 = 25600 \text{ мм}.$$

б) Горизонтальные размеры

Колонну принимаем ступенчатую, сечение верхней части – сплошное, нижней – сквозное. Привязка наружной грани колонны к оси колонны a может быть нулевой, 250 или 500 мм. Нулевая привязка

принимается в зданиях без кранов, а также в невысоких зданиях при $B = 6$ м и с кранами грузоподъемностью менее 300 кН.

Привязка 500 мм принимается для относительно высоких зданий с кранами грузоподъемностью 1000 кН и более, а также если в верхней части колонны устраивается проход. В остальных случаях привязка принимается 250 мм.

Привязку ферм a_1 к оси колонны всегда принимают равной 200 мм, таким образом, высота сечения верхней части колонны h_v может быть 450 мм ($a_1 + a = 200 + 250 = 450$ мм) или 700 мм ($200 + 500 = 700$ мм), но не менее $1/12$ ее высоты H_v (от уступа до низа фермы).

Для кранов режимов работы 7К и 8К вдоль крановых путей устраивается проход. При грузоподъемности крана более 800 кН проход шириной 400 мм и высотой 2000 мм устраивается, как правило, в теле верхней части колонны, при этом высота сечения до низа фермы получается 1000 мм (рисунок 5.2,а). При меньшей грузоподъемности мостового крана проход устраивают вне тела колонны (рисунок 5.2,б).

При кране грузоподъемностью 1250/200 кН особого режима работы устраиваем проход в теле верхней части колонны (рисунок 5.2,а), поэтому привязку оси к наружной грани колонны принимаем $a = 500$ мм, а высоту сечения верхней части колонны принимаем $h_v = 1000$ мм (в пределах высоты фермы 700 мм при привязке $a_1 = 200$ мм).

Проверяем условие:

$$h_g = 1000 \text{ мм} > H_g / 12 = 6370 / 12 = 531 \text{ мм},$$

условие выполняется. Величина l_1 от оси подкрановой ветви нижней части колонны до оси колонны равна (рисунок 5.2,а):

$$l_1 = B_1 + (h_g - a) + 75 = 400 + (1000 - 500) + 75 = 975 \text{ мм},$$

где $B_1 = 400$ мм – горизонтальный размер крана, принимается по приложению 3; 75 мм – безопасный зазор.

Если проход вне тела колонны (рисунок 5.2,б), то величина l_1 определяется по следующей формуле:

$$l_1 = B_1 + (h_g - a) + 75 + 450 \text{ мм}.$$

Принимая во внимание, что размеры крана имеют модуль 500 мм, принимаем размер l_1 кратным 250 мм, тогда $l_1 = 1000$ мм. В этом случае высота сечения нижней части колонны равна:

$$h_n = l_1 + a = 1000 + 500 = 1500 \text{ мм}.$$

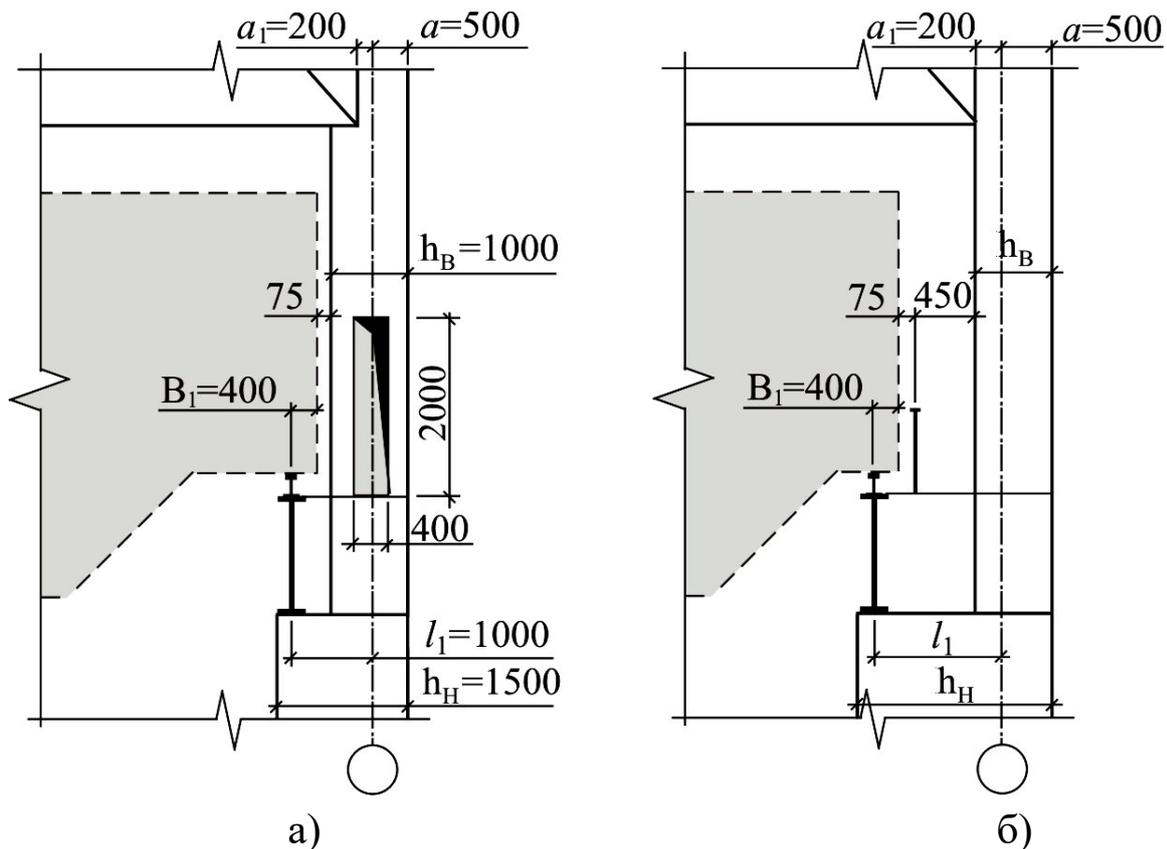


Рисунок 1.2 – К определению горизонтальных размеров рамы:
 а – при устройстве прохода в теле колонны; б – при устройстве прохода вне тела колонны

Проверяем условие:

$$h_n = 1500 \text{ мм} > H_n / 15 = 14230 / 15 = 949 \text{ мм},$$

условие выполняется. При режимах работы мостового крана 1К...6К должно выполняться условие $h_n \geq H_n / 20$.

1.3.3 Расчетная схема рамы

Ригель рамы жестко сопряжен с колонной, а колонна жестко сопряжена с фундаментом. Предварительно эксцентриситет между центрами тяжести сечений верхней и нижней частей колонны назначаем:

$$e_k = \frac{h_n - h_g}{2} = \frac{1500 - 1000}{2} = 250 \text{ мм}.$$

Соотношение жесткости ригеля и нижней части колонны предварительно назначаем $I_p / I_n = 4$, а соотношение жесткостей нижней и верхней частей колонны предварительно принимаем $I_n / I_b = 5$.

1.3.4 Нагрузки на раму

Постоянные нагрузки на ригель рамы обычно принимают равномерно распределенными по длине ригеля. Величину нормативной и расчетной нагрузки определяют с учетом ее фактического веса и соответствующих коэффициентов надежности по нагрузке принимают по [3].

а) Постоянные нагрузки

Постоянные нагрузки на ригель рамы подсчитываем в табличной форме (таблица 5.1).

Таблица 1.1 – Постоянные нагрузки на ригель рамы

Составляющие нагрузки	Нормативная нагрузка q^H (кН/м ²)	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка q^P (кН/м ²)
Защитный слой (гравий, утопленный в битуме)	0,1	1,3	0,13
Рулонный ковер	0,2	1,3	0,26
Стяжка цементно-песчаная толщиной 20 мм, объемный вес 18 кН/м ³	0,3	1,3	0,39
Утеплитель жесткий пенопласт толщиной 50 мм, объемный вес 6 кН/м ³	0,03	1,2	0,04
Пароизоляция (1 слой рубероида)	0,04	1,3	0,05
Стальной профилированный настил по прогонам	0,1	1,05	0,11
Собственный вес металлических конструкций шатра (по таблице 5.2)	0,3	1,05	0,32
ИТОГО ПОСТОЯННЫЕ:	1,07		1,30

Таблица 1.2 – Расход стали на производственные здания

Конструкция рамы промышленного здания	Примерный вес конструкций рамы (кН/м ²) при грузоподъемности крана Q	
	Q = 1000 кН и менее	Q = 1250...2000 кН
Шатер	0,30...0,45	0,30...0,45
Колонны	0,25...0,60	0,55...0,90
Подкрановые балки	0,20...0,60	0,40...1,00
Всего:	0,80...1,50	1,40...2,50

Линейная равномерно распределенная нагрузка на ригель:

$$q_{\text{пост}} = q_p \cdot B \cdot \gamma_n = 1,3 \cdot 12 \cdot 0,95 = 14,82 \text{ кН / м.}$$

Опорная реакция ригеля:

$$F_{\text{пост}} = q_{\text{пост}} \cdot \frac{L}{2} = 14,82 \cdot \frac{30}{2} = 222,3 \text{ кН.}$$

Собственный вес верхней части колонны составляет 20% общего веса колонны:

$$\begin{aligned} G_v &= 0,2 \cdot q_k \cdot \frac{L}{2} \cdot B \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = \\ &= 0,2 \cdot 0,63 \cdot \frac{30}{2} \cdot 12 \cdot 1,05 \cdot 0,95 = 22,6 \text{ кН,} \end{aligned}$$

где $q_k = 0,63 \text{ кН/м}^2$ – вес колонны по таблице 5.2.

Вес нижней части колонны составляет 80% веса колонны и равен:

$$\begin{aligned} G_n &= 0,8 \cdot q_k \cdot \frac{L}{2} \cdot B \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = \\ &= 0,8 \cdot 0,63 \cdot \frac{30}{2} \cdot 12 \cdot 1,05 \cdot 0,95 = 90,5 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Считаем, что нагрузка от стенового ограждения передается на фундаментные балки.

б) Снеговая нагрузка

Расчетная снеговая нагрузка на квадратный метр горизонтальной поверхности на уровне земли в соответствии с [3] составляет $S_g = 1,8$ кН/м². При расчете рамы принимаем снеговую нагрузку равномерно распределенной по поверхности кровли. Равномерно распределенная погонная нагрузка на ригель рамы равна:

$$S = S_g \cdot B \cdot \gamma_n = 1,8 \cdot 12 \cdot 0,95 = 20,52 \text{ кН / м.}$$

Опорная реакция ригеля от снеговой нагрузки:

$$F_S = S_g \cdot \frac{L}{2} \cdot B \cdot \gamma_n = 1,8 \cdot \frac{30}{2} \cdot 12 \cdot 0,95 = 307,8 \text{ кН.}$$

в) Вертикальные нагрузки от мостовых кранов

В пролете одноэтажного промышленного здания работают, как правило, не менее двух мостовых кранов. Нагрузки от мостовых кранов являются динамическими и при движении крана на крановый рельс передаются силы трех направлений.

Вертикальная F_k зависит от веса крана, веса груза на крюке и положения тележки на мосту. Значение этой нагрузки определяется по данным на мостовые краны по приложению 3. Вертикальная нагрузка направлена по оси подкрановой ветви нижней части колонны и расчетное усилие на колонну D_{\max} и D_{\min} удобно определять по линии влияния опорной реакции подкрановой балки при невыгоднейшем расположении кранов, когда крайнее колесо одного крана располагается над опорой (колонной), а второй кран вплотную подходит к первому (рисунок 5.3).

По горизонтальным размерам крана по приложению 3 определяем ординаты линии влияния опорной реакции y_i при $y_4 = 1$.

$$y_1 = 0,48; \quad y_2 = 0,55; \quad y_3 = 0,93; \quad y_4 = 1,00;$$
$$y_5 = 0,74; \quad y_6 = 0,67; \quad y_7 = 0,29; \quad y_8 = 0,22.$$

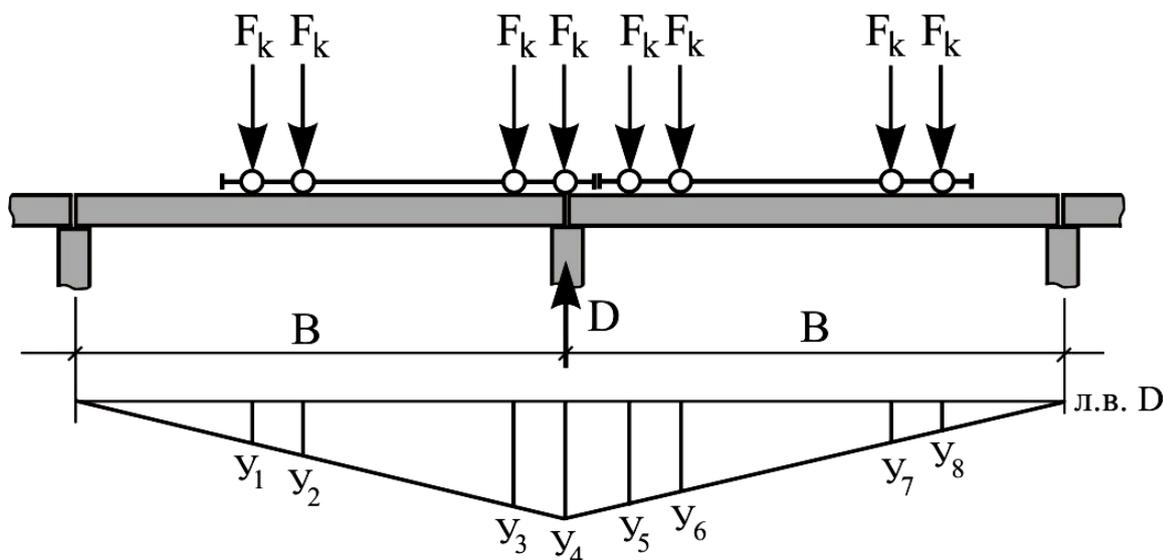


Рисунок 1.3 – Схема установки мостовых кранов в невыгоднейшее положение при определении опорной реакции D и линия влияния опорной реакции D

Сумма ординат линии влияния составляет $\sum y_i = 4,88$. Определяем максимальное давление колес кранов на колонну:

$$D_{max} = (\gamma_{f1} \cdot \psi \cdot \sum (F_{kcp} \cdot y_i) + \gamma_{f2} \cdot G^{H}_{нб} + \gamma_{f3} \cdot q_l \cdot b_T \cdot B) \cdot \gamma_n = \\ = (1,2 \cdot 0,95 \cdot 535 \cdot 4,88 + 1,05 \cdot 90 + 1,2 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \cdot 12) \cdot 0,95 = 2948,1 \text{ кН},$$

где γ_{f1} – коэффициент надежности по крановой нагрузке, равный 1,2 (п. 9.8 [3]); ψ – коэффициент сочетания нагрузок, равный 0,95 при режимах работы 7К и 8К, и равный 0,85 при режимах работы 1К...6К (п. 9.19 [3]); F_{kcp} – нормативное вертикальное давление колеса крана по приложению 3; при расчете рамы допускается принимать как среднее значение между F_{k1} и F_{k2} :

$$F_{kcp} = \frac{F_{k1} + F_{k2}}{2} = \frac{520 + 550}{2} = 535 \text{ кН},$$

где y_i – ордината линии влияния под соответствующим колесом крана; γ_{f2} – коэффициент надежности по нагрузке для собственного веса металлических конструкций, равный 1,05 (по таблице 7.1 [3]); $G^{H}_{нб}$ – нормативный собственный вес подкрановой балки, определяется в соответствии с таблицей 5.2 по формуле:

$$G^{H}_{нб} = q_{нб} \cdot B \cdot \frac{L}{2} = 0,5 \cdot 12 \cdot \frac{30}{2} = 90 \text{ кН};$$

γ_{f3} – коэффициент надежности по нагрузке для полезной нагрузки на тормозной площадке, равен 1,2 (по таблице 8.2 [3]); q_1 – полезная нормативная нагрузка на тормозной площадке, принимается равной 1,5 кН/м² (по таблице 8.3 [3]); b_T – ширина тормозной площадки, предварительно принимается равной высоте сечения нижней части колонны h_n .

На другой ряд колонн передается значительно меньшее усилие D_{min} от давления $F_{k min}$, которое определяется по формуле:

$$F_{k min} = \frac{Q + Q_K}{n_0} - F_{k cp} = \frac{(1250 + 1550)}{4} - 535 = 165 \text{ кН},$$

где Q – грузоподъемность крана; Q_K – вес крана с тележкой по приложению 3; n_0 – число колес крана на одном крановом пути по приложению 3.

Минимальное давление колес крана на колонну:

$$D_{min} = (\gamma_{f1} \cdot \psi \cdot \sum (F_{k min} \cdot y_i) + \gamma_{f2} \cdot G^{H_{нб}} + \gamma_{f3} \cdot q_1 \cdot b_T \cdot B) \cdot \gamma_n = \\ = (1,2 \cdot 0,95 \cdot 165 \cdot 4,88 + 1,05 \cdot 90 + 1,2 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \cdot 12) \cdot 0,95 = 992,6 \text{ кН}.$$

Силы D_{max} и D_{min} приложены с эксцентриситетом относительно центра тяжести сечения нижней части колонны, поэтому не только сжимают ее, но и передают моменты:

$$M_{max} = D_{max} \cdot e_0 = 2948,1 \cdot 0,75 = 2211,1 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{min} = D_{min} \cdot e_0 = 992,6 \cdot 0,75 = 744,4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

где эксцентриситет приложения сил предварительно принимаем:

$$e_0 = h_n / 2 = 1,5 / 2 = 0,75 \text{ м}.$$

г) Горизонтальные нагрузки от мостовых кранов

Горизонтальное нормативное давление колеса крана T_k передается на поперечную раму от перекосов крана, торможения тележки и т.д. Нормативная горизонтальная сила определяется по формуле:

а) для кранов с гибким подвесом груза:

$$T_k^H = 0,05 \cdot \frac{Q + G_m}{n_0};$$

б) с жестким подвесом груза:

$$T_k^H = 0,1 \cdot \frac{Q + G_m}{n_0},$$

где G_m – вес тележки крана.

Принимаем кран с гибким подвесом груза, тогда горизонтальное нормативное усилие на одном колесе крана равно:

$$T_k^n = 0,05 \cdot \frac{Q + G_m}{n_0} = 0,05 \cdot \frac{1250 + 430}{4} = 21 \text{ кН}.$$

Расчётное горизонтальное усилие на стойку рамы:

$$T = \gamma_{f1} \cdot \Psi \sum (T_k^H \cdot y_i) \cdot \gamma_n = 1,2 \cdot 0,95 \cdot (21 \cdot 4,88) \cdot 0,95 = 111,0 \text{ кН}.$$

Усилие T может быть направлено как в пролёт, так и из пролёта.

д) Ветровая нагрузка

Давление ветра на высоте 10 м от поверхности земли на открытой местности называется скоростным напором и зависит от района строительства. Ветровая нагрузка изменяется по высоте (рисунок 5.4).

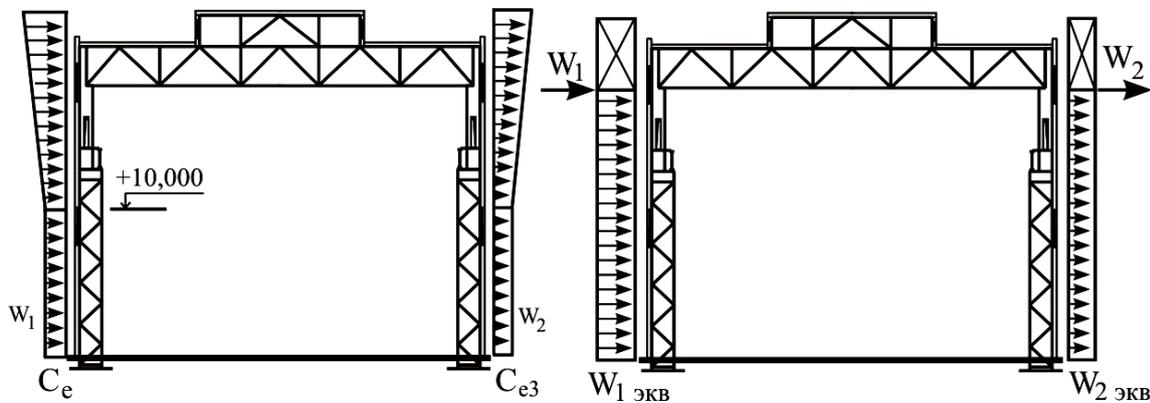


Рисунок 1.4 – Схема приложения ветровой нагрузки к раме

Расчетная ветровая нагрузка на отметке 10 м определяется по формуле:

$$w = w_0 \cdot \gamma_f \cdot c_{ei} \cdot k(z_e) \cdot B \cdot \gamma_n,$$

где w_0 – нормативный скоростной напор ветра, определяемый по таблице 5 [3]; γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, равен 1,4; c_{ei} – аэродинамический коэффициент, равный 0,8 для наветренной стороны здания и 0,6 для подветренной стороны (по приложению 4 [3]); $k(z_e)$ –

коэффициент, зависящий от местности, в которой строится здание, определяется по таблице 6 [3].

Для удобства расчета фактическую эпюру ветровой нагрузки заменяем прямоугольной эквивалентной, значение которой определяется с наветренной стороны:

$$w_{1э} = w_1 \cdot \alpha,$$

и с заветренной стороны:

$$w_{2э} = w_2 \cdot \alpha,$$

где w_1 и w_2 – расчетные значения ветровой нагрузки соответственно с наветренной и заветренной стороны; α – коэффициент, определяемый по таблице 5.3.

Таблица 1.3 – Коэффициент приведения фактической ветровой нагрузки к эквивалентной

Высота здания (м)	Менее или равно 10 м	15	20	25	30	35
α	1,0	1,04	1,10	1,17	1,23	1,27

Расчетная погонная нагрузка на высоте до 10 м с наветренной и подветренной стороны (рисунок 5.4):

$$\begin{aligned} w_1 &= w_0 \cdot \gamma_f \cdot c_e \cdot k(z_e) \cdot B \cdot \gamma_n = \\ &= 0,3 \cdot 1,4 \cdot 0,8 \cdot 0,65 \cdot 12 \cdot 0,95 = 2,50 \text{ кН / м}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} w_2 &= w_0 \cdot \gamma_f \cdot c_{e3} \cdot k(z_e) \cdot B \cdot \gamma_n = \\ &= 0,3 \cdot 1,4 \cdot 0,6 \cdot 0,65 \cdot 12 \cdot 0,95 = 1,87 \text{ кН / м}. \end{aligned}$$

Эквивалентная нагрузка с наветренной и подветренной стороны:

$$w_{1экв} = w_1 \cdot \alpha = 2,5 \cdot 1,17 = 2,91 \text{ кН / м};$$

$$w_{2экв} = w_2 \cdot \alpha = 1,87 \cdot 1,17 = 2,19 \text{ кН / м},$$

где $\alpha = 1,17$ по таблице 5.3 для $H_{зд} = 25,6$ м.

Так как ригель расчетной рамы проходит в уровне нижнего пояса фермы, то ветровую равномерно распределенную нагрузку в уровне фермы и в уровне фонаря заменяем сосредоточенными силами на уровне низа ригеля:

$$W_1 = w_{1экв} \cdot (H_{\phi} + H_{фон}) = 2,91 \cdot (3,15 + 2,65) = 16,88 \text{ кН};$$

$$W_2 = w_{2экв} \cdot (H_{\phi} + H_{фон}) = 2,19 \cdot (3,15 + 2,65) = 12,70 \text{ кН}.$$

Подсчитываем коэффициент, учитывающий пространственный характер работы каркаса при действии горизонтальной крановой нагрузки:

$$\alpha_{np} = \frac{2 \cdot n_0}{\sum y_i} \cdot \left(\frac{1}{N} + \frac{a_2^2}{2 \cdot \sum a_i^2} \right) =$$

$$= \frac{2 \cdot 4}{4,88} \cdot \left(\frac{1}{11} + \frac{96^2}{2 \cdot (120^2 + 96^2 + 72^2 + 48^2 + 24^2)} \right) = 0,39,$$

где a_i – расстояние между симметрично расположенными рамами (рисунок 5.5); a_2 – расстояние между вторыми от торца рамами; N – количество рам; y_i – ординаты линии влияния D по рисунку 5.3; n_0 – количество колес крана на одном крановом пути.

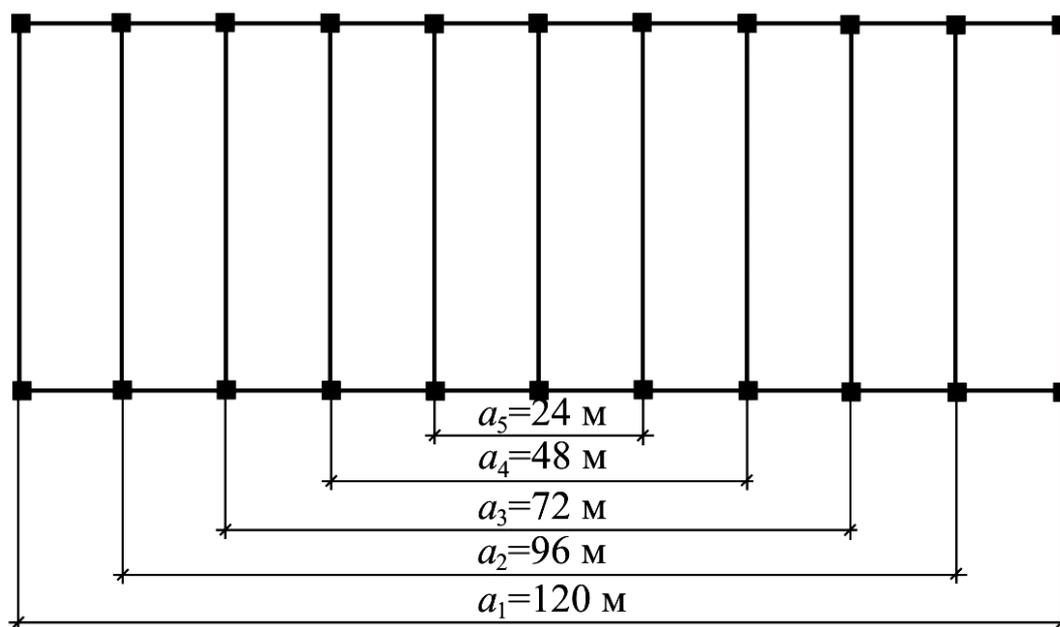


Рисунок 1.5 – Расстояния между симметричными рамами

Для вычисления коэффициентов k_i определяем параметр α_1 :

$$\alpha_1 = \frac{H_g}{H} = \frac{6,37}{20,6} = 0,31$$

и назначаем предварительно $n = I_v / I_n = 0,2$.

Подготовим данные для расчета рамы. Все параметры в метрах и кН:

$L = 30$ м – пролет здания;

$LD = 120$ м – длина здания;

$B = 12$ м – шаг колонн в поперечном направлении;

$H = 20,6$ м – высота колонны;

$HN = 14,23$ м – высота нижней части колонны;

$HB = 6,37$ м – высота верхней части колонны;

$EK = 0,25$ м – эксцентриситет между центрами тяжести сечений верхней и нижней частей колонны;

$QP = 14,82$ кН/м – линейная расчетная постоянная нагрузка на ригель рамы;

$FQP = 222,3$ кН – опорная реакция ригеля от постоянной нагрузки;

$GNK = 90,50$ кН – вес нижней части колонны;

$GBK = 22,60$ кН – вес верхней части колонны;

$QS = 20,52$ кН/м – линейная расчетная снеговая нагрузка на ригель рамы;

$FQS = 307,8$ кН – опорная реакция ригеля от снеговой нагрузки;

$D1 = 2948,1$ кН – максимальное вертикальное давление крана на колонну;

$D2 = 992,6$ кН – минимальное вертикальное давление крана на колонну;

$M_{MAX} = 2211,0$ кН·м – максимальный момент от вертикального давления крана;

$M_{MIN} = 744,4$ кН·м – минимальный момент от вертикального давления крана;

$ALF = 0,39$ – коэффициент, учитывающий пространственный характер работы каркаса при действии горизонтальной крановой нагрузки;

$T = 111,0$ кН – расчетное горизонтальное давление крана;

$QB1 = 2,91$ кН/м – расчетная линейная ветровая нагрузка с наветренной стороны здания;

$Q_{B2} = 2,19$ кН/м – расчетная линейная ветровая нагрузка с заветренной стороны здания;

$W_1 = 16,88$ кН – сосредоточенная сила от ветровой нагрузки с наветренной стороны;

$W_2 = 12,70$ кН – сосредоточенная сила от ветровой нагрузки с заветренной стороны;

$IR = 4$ – соотношение жесткости ригеля и нижней части колонны, (принимается 2...4);

$KA_1 = 0,894$; $KB_1 = -1,048$; $KC_1 = -0,447$; $KP_1 = 1,942$ – коэффициенты для построения эпюр моментов от поворота верхнего узла рамы на угол, равный 1 (колонка 1 приложения 4);

$KA_2 = -4,337$; $KB_2 = 1,942$; $KC_2 = 0,024$; $KP_2 = 6,279$ – то же, от горизонтального смещения верхнего узла рамы на единицу (колонка 2 приложения 4);

$KA_3 = 0,343$; $KB_3 = -0,154$; $KC_3 = -0,689$; $KP_3 = 1,499$ – то же, от сосредоточенного момента $M = 1$, приложенного в уступе колонны (колонка 3 приложения 4);

$KA_4 = -0,107$; $KB_4 = -0,106$; $KC_4 = 0,107$; $KP_4 = 0,689$ – то же, от сосредоточенной силы T , приложенной в уступе колонны (колонка 4 приложения 4);

$KA_5 = -0,105$; $KB_5 = -0,057$; $KC_5 = 0,036$; $KP_5 = 0,460$ – то же, от горизонтальной линейной нагрузки $q=1$ (колонка 5 приложения 4).

1.3.5 Статический расчет рамы. Составление расчетных сочетаний усилий в левой стойке рамы

Статический расчет рамы проводим в среде «Excel». Программа определения усилий в левой стойке рамы приведена в приложении 5. В результате расчета определяем усилия в левой стойке рамы в сечениях 1-1...4-4 (рисунок 5.6). Результаты расчета поперечной рамы приведены в таблице 5.4.

При составлении расчетных сочетаний усилий также следует выполнять следующие правила. Нельзя в одном сочетании одновременно принимать крановую нагрузку слева D_{max} (3) и справа D_{min} (3*). Крановая нагрузка от торможения крана $T_{слева}$ (4) и $T_{справа}$ (4*) не может приниматься отдельно от D_{max} (3) или D_{min} (3*). Следует также отметить, что горизонтальная крановая нагрузка T может действовать как в пролет здания, так и из пролета, поэтому при подсчете сочетаний усилий

эту нагрузку (4 и 4*) можно принимать как со знаком плюс (+), так и со знаком минус (-).

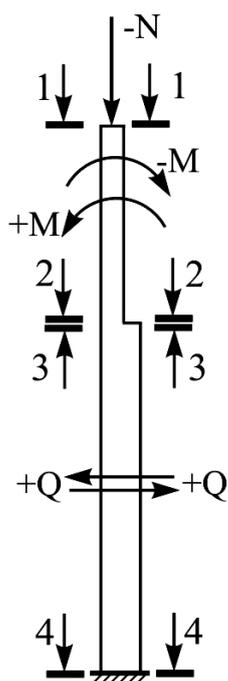


Рисунок 1.6 – Левая стойка рамы с сечениями и знаками усилий

Так как тележка крана может находиться или слева, или справа, нельзя в одном сочетании применять D_{\max} (3) с $T_{\text{справа}}$ (4*) и, соответственно, D_{\min} (3*) с $T_{\text{слева}}$ (4). Также нельзя в одном сочетании одновременно принимать ветровую нагрузку слева (5) и справа (5*).

Составляем таблицу расчетных сочетаний усилий на левую стойку рамы (таблица 10). Ввиду того, что особые нагрузки при расчёте рамы отсутствуют, составляем основные сочетания нагрузок. По п. 6.4 [3] для основных сочетаний необходимо использовать следующие значения коэффициентов сочетания ψ кратковременных нагрузок:

$$\psi_{t1} = 1,0; \quad \psi_{t2} = 0,9;$$

$$\psi_{t3} = \psi_{t4} = \dots = 0,7,$$

где ψ_{t1} – коэффициент сочетания, соответствующий основной по степени влияния кратковременной нагрузке; ψ_{t2} – коэффициент сочетания, соответствующий второй по степени влияния кратковременной нагрузке; $\psi_{t3}, \psi_{t4}, \dots$ – коэффициенты сочетания для остальных кратковременных нагрузок.

Таким образом, при действии трёх и более кратковременных нагрузок наибольшая по значению принимается с коэффициентом сочетания 1,0, а вторая по значимости с коэффициентом сочетания 0,9, остальные с коэффициентом сочетания 0,7. Общая формула для определения расчетного сочетания нагрузок:

$$P_m = P_d + P_{t1} \cdot \psi_{t1} + P_{t2} \cdot \psi_{t2} + P_{t3} \cdot \psi_{t3} + P_{t4} \cdot \psi_{t4} + \dots + P_{tm} \cdot \psi_{tm}.$$

При составлении расчетных сочетаний усилий некоторые комбинации усилий не могут быть получены. В этом случае в таблице 5.5 напротив невозможных комбинаций проставляются прочерки.

Таблица 1.4 – Расчетные усилия в левой стойке рамы (кН, кН·м)

№№ Нагрузки	Коэфф. сочета- ния уси- лий ψ	С е ч е н и я											
		1 – 1			2 – 2			3 – 3			4 – 4		
		M	N	Q	M	N	Q	M	N	Q	M	N	Q
1	1,0	Постоянная нагрузка											
		-168,0	-222,3	11,6	-94,4	-244,9	11,6	-33,1	-244,9	-11,6	131,6	-355,4	-11,6
2	1,0 0,9 0,7	Снеговая нагрузка											
		-232,8	-307,8	16,4	-128,3	-307,8	16,4	-51,3	-307,8	-16,4	182,3	-307,8	-16,4
		-209,5	-277,0	14,8	-115,5	-277,0	14,8	-46,2	-277,0	-14,8	164,1	-277,0	-14,8
		-163,0	-215,5	11,5	-89,8	-215,5	11,5	-35,9	-215,5	11,5	127,6	215,5	-11,5
3	1,0 0,9 0,7	Крановая нагрузка D_{max}											
		-473,1	0,0	-182,5	689,3	0,0	-182,5	-1525,0	-2948,1	-181,3	1054,5	-2948,1	-181,3
		-425,8	0,0	-164,2	620,3	0,0	-164,2	-1372,5	-2653,3	-163,1	949,0	-2653,3	-163,1
		-331,2	0,0	-127,7	482,5	0,0	-127,7	-1067,5	-2063,7	-126,9	738,1	-2063,7	-126,9
3*	1,0 0,9 0,7	Крановая нагрузка D_{min}											
		18,0	0,0	33,8	243,5	0,0	33,8	-511,3	-992,6	33,1	-40,8	-992,6	33,1
		16,2	0,0	30,4	209,8	0,0	30,4	-460,1	-893,3	29,8	-36,7	-893,3	29,8
		12,6	0,0	23,6	163,2	0,0	23,6	-357,9	-694,8	23,1	-28,5	-694,8	23,1

Таблица 1.4 (продолжение) – Расчетные усилия в левой стойке рамы

№№ нагрузки	Коэфф. сочетания усилий ψ	Сечения											
		1 – 1			2 – 2			3 – 3			4 – 4		
		M	N	Q	M	N	Q	M	N	Q	M	N	Q
4	1,0 0,9 0,7	Крановая нагрузка Т слева											
		±337,4	0,0	±91,2	±243,5	0,0	±91,2	±243,5	0,0	±19,4	±32,5	0,0	±19,4
		±303,7	0,0	±82,1	±219,1	0,0	±82,1	±219,1	0,0	±17,5	±29,2	0,0	±17,5
		±236,2	0,0	±63,8	±170,4	0,0	±63,8	±170,4	0,0	±13,6	±22,7	0,0	±13,6
4*	1,0 0,9 0,7	Крановая нагрузка Т справа											
		±95,0	0,0	±14,9	±1,2	0,0	±14,9	±1,2	0,0	±14,9	±212,2	0,0	±14,9
		±85,5	0,0	±13,4	±1,1	0,0	±13,4	±1,1	0,0	±13,4	±191,0	0,0	±13,4
		±66,5	0,0	±10,4	±0,8	0,0	±10,4	±0,8	0,0	±10,4	±148,5	0,0	±10,4
5	1,0 0,9 0,7	Ветровая нагрузка слева											
		-318,6	0,0	-66,1	41,4	0,0	-47,5	41,4	0,0	-47,5	424,6	0,0	-6,1
		-286,7	0,0	-59,4	37,2	0,0	-42,8	37,2	0,0	-42,8	382,2	0,0	-5,5
		-223,0	0,0	-46,2	29,0	0,0	-33,3	29,0	0,0	-33,3	297,2	0,0	-4,3
5*	1,0 0,9 0,7	Ветровая нагрузка справа											
		301,2	0,0	-59,3	-30,4	0,0	-45,4	-30,4	0,0	-45,4	-456,7	0,0	-14,2
		271,1	0,0	-53,4	-27,4	0,0	-40,9	-27,4	0,0	-40,9	-411,0	0,0	-12,8
		210,8	0,0	41,5	-21,3	0,0	-31,8	-21,3	0,0	-31,8	-319,7	0,0	-10,0

Таблица 1.5 – Расчетные сочетания усилий в левой стойке рамы

Комбинация усилий	Сечения											
	1 – 1		2 – 2		3 – 3		4 – 4					
	М	Н	М	Н	М	Н	М	Н				
$-M_{\max}$	1, 2(0,7) 3, - 4, 5(0,9)		1, 2,5*(0,9)		1,2(0,9)3,- 4,5*(0,7)		1,3*(0,9),- 4*(0,9),5*					
$-N_{\text{соотв}}$	-1428,2	-2437,8	-250,1	-552,7	-1869,2	-3470,0	-552,8	-1248,7				
$+M_{\max}$	1, 3*(0,9), +4*(0,9), 5*		1, 3, +4,5(0,9)		1, 5		1,2(067),3, +4,5(069)					
$-N_{\text{соотв}}$	+234,9	-222,3	+875,6	-244,9	+8,3	-244,9	+1728,4	-3047,8				
$-N_{\max}$	1,2,3(0,9),- 4(0,9),5(0,7)		1, 2,5*(0,9)		1,2(0,9)3,- 4,5*(0,7)		1,2(0,9)3,- 4,5*(0,7)					
$-M_{\text{соотв}}$	-1353,3	-530,1	-250,1	-552,7	-1869,2	-3470,0	—	—				
$-N_{\max}$	1,2,3*(0,7),+4*(0,7),5(0,9)		1, 2,3(0,9),+4(0,9),5(0,7)		1,2(0,9)3,+4,5(0,7)		1,2(0,9)3,+4,5(0,7)					
$+M_{\text{соотв}}$	—	—	+645,7	-552,7	—	—	+1679,9	-3580,5				
$-N_{\min}, -M_{\text{соотв}}$	Усилия М и N от постоянной нагрузки принимаются с коэффициентом 0,9 / 1,1 = 0,8											
$-N_{\min}, +M_{\text{соотв}}$	1, 5* -351,4 -284,3 1, 5 +529,9 -284,3											

2 РАСЧЕТ СТУПЕНЧАТОЙ КОЛОННЫ

2.1 Общие положения по расчету ступенчатых колонн

2.1.1 Типы колонн

В каркасах одноэтажных промышленных зданий применяются колонны трех типов: постоянного по высоте сечения (рисунок 6.1,а) и ступенчатые (рисунок 6.1, б, в).

При кранах грузоподъемностью более 300 кН применяются, как правило, ступенчатые колонны. Подкрановая балка в этом случае опирается на уступ нижнего участка колонны и располагается по оси подкрановой ветви. В зданиях с кранами в двух уровнях колонны могут иметь три участка с разными сечениями по высоте.

2.1.2 Расчетные длины ступенчатых колонн

а) Расчетные длины колонны в плоскости рамы

Обычно при определении расчетной длины колонны вводят ряд упрощающих предпосылок: рассматривают колонну как отдельно стоящий стержень с идеализированными условиями закрепления; загружают систему силами, приложенными только в узлах и т.д. Такой подход ведет в запас устойчивости.

Расчетная длина участка колонны постоянного сечения (рисунок 6.2) в плоскости рамы l_x определяется как:

$$l_x = \mu \cdot l,$$

где l – геометрическая длина участка колонны; μ – коэффициент, зависящий от условий закрепления концов колонны.

Для ступенчатой колонны расчетные длины определяются отдельно для нижней (рисунок 6.2,в)

$$l_{x1} = \mu_1 \cdot l_1$$

и верхней части колонны:

$$l_{x2} = \mu_2 \cdot l_2.$$

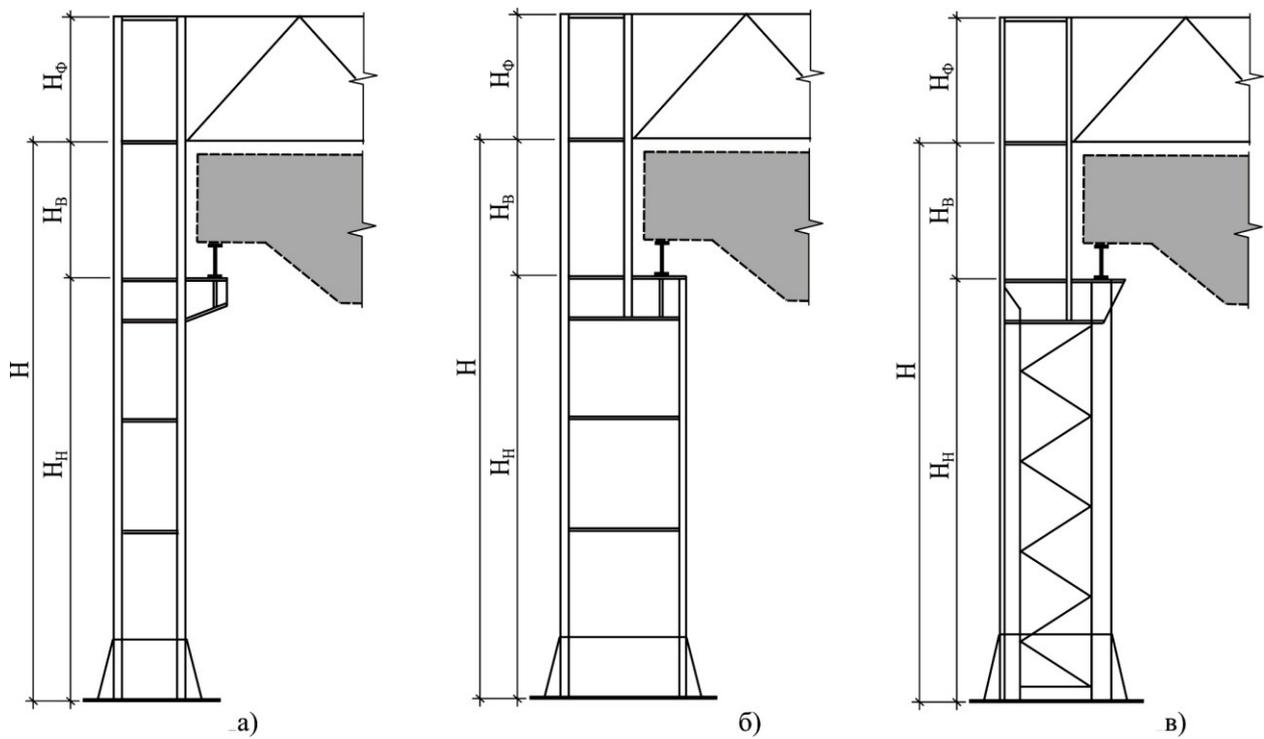


Рисунок 2.1 – Типы колонн одноэтажных промышленных зданий:
 а – постоянного сечения; б – ступенчатая сплошного сечения; в – ступенчатая со сквозной нижней частью

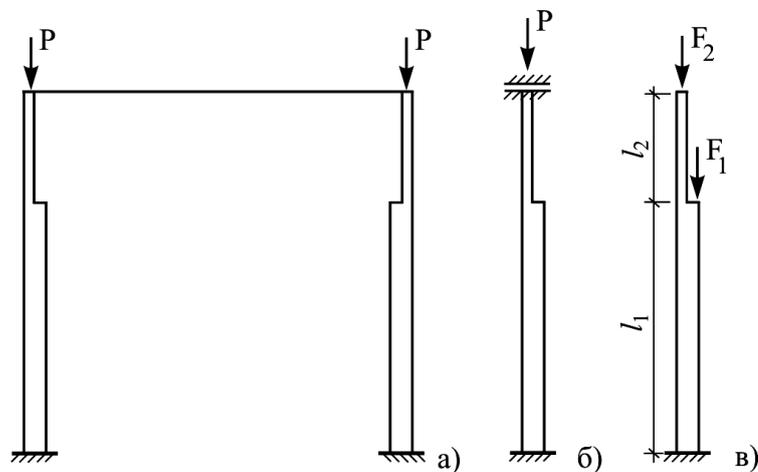


Рисунок 2.2 – Расчетная схема колонны:
 а – рама с жестким сопряжением ригеля и колонны; б – расчетная схема колонны; в – длины колонны в плоскости рамы

После упрощений при вычислении получают значение параметров:

$$\alpha_1 = \frac{\mu_1}{\mu_2} = \frac{l_2}{l_1} \cdot \sqrt{\frac{I_1}{\beta \cdot J_2}},$$

где $\beta = \frac{F_1 + F_2}{F_2}$.

Для определения расчетных длин рассмотрим условия закрепления концов колонн одноэтажного однопролетного здания (рисунок 6.2).

Для схемы с жестким сопряжением ригеля с колонной – верхний конец закреплен от поворота (рисунок 6.2,б). Для однопролетных рам коэффициент μ_1 зависит от двух параметров: соотношения погонной жесткости верхней и нижней частей колонны:

$$n = \frac{(I_2 / l_2)}{(I_1 / l_1)}$$

и коэффициента α_1 .

Значения коэффициента μ_1 и методика определения расчетных длин приведены в приложении 6 [1].

б) Расчетные длины колонны из плоскости рамы

Расчетная длина верхней части колонны из плоскости рамы определяется как:

$$l_{y2} = H_v - h,$$

для нижней части колонны:

$$l_{y1} = H_n,$$

где h – высота подкрановой балки.

2.1.3 Расчет сплошных колонн

Верхняя часть ступенчатой колонны выполняется, как правило, сплошного двутаврового сечения сварная или из прокатного двутавра. Если в теле колонны устраивается проход и если параметр $m_{ef} > 20$, сечение необходимо проверить на прочность:

$$\left(\frac{N}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \right)^n + \frac{M}{W_{xn} \cdot c_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1,$$

где n и c_x – по таблице Е.1 [1].

Проверку устойчивости сплошной внецентренно сжатой колонны в плоскости действия момента (в плоскости рамы) выполняют по формуле:

$$\frac{N}{\varphi_e \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1,$$

где φ_e – коэффициент, определяемый по таблице Д.3 [1] в зависимости от условной гибкости и приведенного относительного эксцентриситета m_{ef} .

При определении m_{ef} момент M_x принимается максимальным на участке постоянного сечения. Потеря устойчивости верхней части колонны происходит в упруго-пластической стадии работы металла, поэтому в расчет вводят коэффициент влияния формы сечения η , который определяется по таблице Д.2 [1].

После этого проводят проверку устойчивости верхней части колонны из плоскости действия момента по формуле:

$$\frac{N}{\varphi_y \cdot c \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1,$$

где φ_y – коэффициент продольного изгиба по таблице Д.1 [1], определяемый в зависимости от гибкости в плоскости y ; c – коэффициент, учитывающий влияние изгибающего момента M_x при изгибно-крутильной форме потери устойчивости.

Коэффициент c определяется в соответствии с пунктом 9.2.5 [1], при этом за расчетный момент принимается максимальный момент в средней трети её расчетной длины колонны из плоскости. Далее в принятом сечении проверяют местную устойчивость элементов.

2.1.4 Расчет сквозных колонн

Нижняя часть колонны выполняется, как правило, сквозной из двух ветвей, соединяемых раскосами. Ветви в решетчатой колонне работают как центрально сжатые стержни и продольные усилия в ветвях колонны определяют по формулам:

- в подкрановой ветви:

$$m_x = \frac{M}{N \cdot \rho_x} = \frac{142820}{437,8 \cdot 34,26} = 9,52;$$

- в наружной ветви:

$$N_{e2} = N_2 \cdot \frac{y_1}{h_0} + \frac{M_2}{h_0},$$

где N_i и M_i – расчетная продольная сила и изгибающий момент; y_1, y_2 – расстояние от центра тяжести сечения колонны до центров тяжести соответствующих ветвей; $h_0 = y_1 + y_2$ – расстояние между центрами тяжести ветвей.

При определении усилий в ветвях значения M и N принимают в комбинациях, дающих наибольшие значения усилий в ветвях. Проверяют устойчивость подкрановой ветви (ветвь 1) в плоскости и из плоскости рамы.

Аналогично проверяют устойчивость наружной ветви. Далее проверяют устойчивость колонны в плоскости действия момента как единого стержня.

Элементы решетки рассчитывают на фактическую поперечную силу, принятую из статического расчета рамы.

Расчет узлов колонны сводится к определению размеров узловых деталей и проверке прочности сварных швов и рассмотрены в примере.

2.2 ПРИМЕР 6. Расчет ступенчатой колонны одноэтажного промышленного здания

2.2.1 Исходные данные

Геометрические размеры рамы и расчетные усилия принимаем по примеру 5. Соотношение жесткостей назначаем

$$\frac{I_e}{I_H} = \frac{I_2}{I_1} = 0,2;$$

материал – сталь класса С255, $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ при толщине проката 2...20 мм, $R_y = 23 \text{ кН/см}^2$ при толщине проката свыше 20 до 40 мм (таблица В.5 [1]); бетон фундамента класса В15, $R_b = 0,85 \text{ кН/см}^2$ [4]. Коэффициент условия работы колонны равен $\gamma_c=1,05$ (таблица 1 [1]).

2.2.2 Определение расчетных длин колонны

Определяем следующие параметры:

$$n = \frac{I_2}{I_1} \cdot \frac{l_1}{l_2} = 0,2 \cdot \frac{14,23}{6,37} = 0,45;$$

$$\beta = \frac{N_1}{N_2} = \frac{F_1 + F_2}{F_2} = \frac{3470,0 + 552,7}{552,7} = 7,27,$$

где $I_2/I_1=0,2$ – предварительно принимаем соотношение жёсткости верхней и нижней частей колонны; F_1 и F_2 – соответственно наибольшие значения нормальной силы в верхней (сечения 1-1 или 2-2) и нижней (сечения 3-3 или 4-4) частях колонны по таблице 5.5 и рисунку 6.2.

Вычисляем коэффициент α_1 :

$$\alpha_1 = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{I_1}{\beta \cdot I_2}} = \frac{6,37}{14,23} \sqrt{\frac{5}{7,27}} = 0,371.$$

Коэффициенты расчетной длины определяем по таблице И.4 [1] для колонны, верхний конец которой закреплён от поворота:

$$\mu_1 = 1,76; \quad \mu_2 = \frac{\mu_1}{\alpha_1} = \frac{1,76}{0,371} = 4,74 > 3,0.$$

Так как $\mu_2 > 3$, принимаем $\mu_2 = 3$.

Вычисляем расчетные длины верхней и нижней частей колонны в плоскости рамы:

$$l_{x1} = \mu_1 \cdot H_n = 1,76 \cdot 14,23 = 25,04 \text{ м};$$

$$l_{x2} = \mu_2 \cdot H_g = 3,0 \cdot 6,37 = 19,11 \text{ м}.$$

Расчетная длина частей колонны из плоскости рамы:

$$l_{y1} = H_n = 14,23 \text{ м};$$

$$l_{y2} = H_g - h = 6,37 - 1,8 = 4,57 \text{ м},$$

где $h = 1,8 \text{ м}$ – высота подкрановой балки из примера 5.

2.3 Подбор сечения верхней части колонны

2.3.1 Проверка устойчивости верхней части колонны в плоскости рамы (плоскость x)

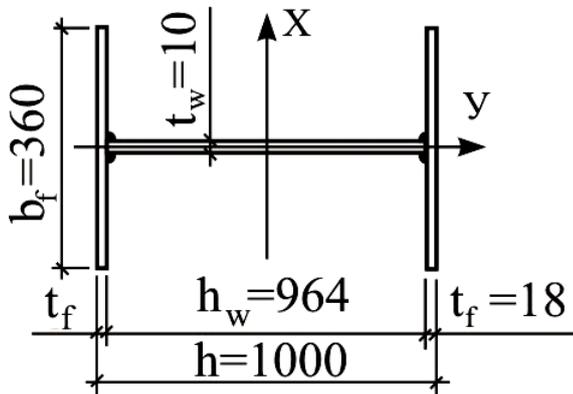


Рисунок 2.3 – Сечение верхней части колонны

Сечение принимаем в виде сварного стального двутавра высотой $h=1000$ мм по примеру 5 (рисунок 6.3). Расчетное сопротивление стали С255 предварительно назначаем $R_y = 24$ кН/см². Для симметричного двутавра по приближенным формулам определяем радиус инерции сечения:

$$i_x = 0,42 \cdot h = 0,42 \cdot 1000 = 42 \text{ см},$$

а также ядровое расстояние:

$$\rho_x = 0,35 \cdot h = 0,35 \cdot 1000 = 35 \text{ см}.$$

Вычисляем условную гибкость в плоскости x:

$$\bar{\lambda}_I = \bar{\lambda}_x = \lambda_x \cdot \sqrt{\frac{R_y \cdot \gamma_c}{E}} = \frac{l_{x2}}{i_x} \cdot \sqrt{\frac{R_y \cdot \gamma_c}{E}} = \frac{1911}{42} \cdot \sqrt{\frac{24 \cdot 1,05}{20600}} = 1,59,$$

где $\gamma_c=1,05$ – по таблице 1 [1] для колонн одноэтажных производственных зданий с мостовыми кранами.

Расчетные усилия выбираем по таблице 5.5 (для сечения 1-1 или 2-2) по комбинации $|M_{max}|, N_{соотв}$. Такая комбинация возникает в сечении 1-1:

$$M_{max} = -1428,2 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad N_{соотв} = -437,8 \text{ кН}.$$

Вычисляем относительный эксцентриситет:

$$m_x = \frac{e_x}{\rho_x} = \frac{M_{max}}{N \cdot \rho_x} = \frac{142820}{437,8 \cdot 35} = 9,32.$$

Принимаем предварительно $A_f / A_w = 1$ и по таблице Д.2 [1] определяем коэффициент влияния формы сечения:

$$\eta = 1,4 - 0,02 \cdot \bar{\lambda}_x = 1,4 - 0,02 \cdot 1,59 = 1,37.$$

Относительный приведенный эксцентриситет:

$$m_{ef} = m_x \cdot \eta = 9,32 \cdot 1,37 = 12,76,$$

и по таблице Д.3 [1] $\varphi_e = 0,108$. Требуемая площадь сечения:

$$A_{mp} = \frac{N}{\varphi_e \cdot R_y \cdot \gamma} = \frac{437,8}{0,108 \cdot 24 \cdot 1,05} = 160,9 \text{ см}^2.$$

Компонуем сечение. Предварительно назначаем толщину полки $t_f = 18$ мм, тогда высота стенки:

$$h_w = h - 2 \cdot t_f = 100 - 2 \cdot 1,8 = 96,4 \text{ см.}$$

При $m_x > 1$ и $\bar{\lambda}_x < 2$ из условия местной устойчивости по таблице 22 [1] предельное значение гибкости стенки равно (предварительно принимаем $s \cdot \varphi_y > \varphi_e$):

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,3 + 0,15 \cdot \bar{\lambda}_x^2 = 1,3 + 0,15 \cdot 1,59^2 = 1,68.$$

Приравниваем гибкость стенки к ее предельному значению:

$$\frac{h_w}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y \cdot \gamma_c}{E}} = \bar{\lambda}_{uw}$$

и отсюда определяем минимально допустимую толщину стенки из условия ее местной устойчивости:

$$t_{дон} = \frac{h_w}{\bar{\lambda}_{uw}} \cdot \sqrt{\frac{R_y \cdot \gamma_c}{E}} = \frac{96,8}{1,68} \cdot \sqrt{\frac{24 \cdot 1,05}{20600}} = 2,02 \text{ см.}$$

Так как сечение с такой толстой стенкой нерационально, принимаем стенку толщиной $t_w = 10$ мм. В связи с тем, что $t_w < t_{дон}$, часть стенки теряет устойчивость и в расчет вводим только ее устойчивую часть. Вычисляем по п. 7.3.6 [1] неустойчивую высоту стенки и исключаем её из расчёта:

$$\begin{aligned} h_d &= t_w \cdot \left[\bar{\lambda}_{uw} - \left(\frac{\bar{\lambda}_w}{\bar{\lambda}_{uw}} - 1 \right) \cdot \left(\bar{\lambda}_{uw} - 1,2 - 0,15 \cdot \bar{\lambda}_x \right) \right] \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot \gamma_c}} = \\ &= 1 \cdot \left[1,68 - \left(\frac{3,3}{1,68} - 1 \right) \cdot (1,68 - 1,2 - 0,15 \cdot 1,59) \right] \cdot \sqrt{\frac{20600}{24 \cdot 1,05}} = 41,38 \text{ см,} \end{aligned}$$

где фактическая гибкость стенки:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y \cdot \gamma_c}{E}} = \frac{96,4}{1} \cdot \sqrt{\frac{24 \cdot 1,05}{20600}} = 3,3.$$

Устойчивая площадь стенки:

$$A_{d_w} = t_w \cdot (h_w - h_d) = 1 \cdot (96,4 - 41,38) = 55,02 \text{ см}^2.$$

Определяем требуемую ширину пояса при $t_f = 1,8$ см:

$$b_{f_{mp}} = \frac{A_{mp} - A_{red_w}}{2 \cdot t_f} = \frac{160,9 - 55,02}{2 \cdot 1,8} = 29,4 \text{ см}.$$

Принимаем ширину поясного листа в соответствие с сортаментом $b_f = 36 \text{ см} > b_{f_{mp}}$.

Определяем геометрические характеристики принятого сечения.

$$A = h_w \cdot t_w + 2 \cdot b_f \cdot t_f = 1 \cdot 96,4 + 2 \cdot 36 \cdot 1,8 = 226 \text{ см}^2;$$

Устойчивая площадь сечения:

$$A_{red} = A - (h_w - h_{red}) \cdot t_w = 226 - (96,4 - 41,38) \cdot 1 = 170,98 \text{ см}^2;$$

$$I_x = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot \left[\frac{t_f^3 \cdot b_f}{12} + b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 \right] = \frac{1 \cdot 96,4^3}{12} +$$

$$+ 2 \cdot \left[\frac{1,8^3 \cdot 36}{12} + 36 \cdot 1,8 \cdot \left(\frac{96,4 + 1,8}{2} \right)^2 \right] = 387129,4 \text{ см}^4,$$

$$I_y = \frac{h_w \cdot t_w^3}{12} + 2 \cdot \frac{b_f^3 \cdot t_f}{12} = \frac{96,4 \cdot 1^3}{12} + 2 \cdot \frac{36^3 \cdot 1,8}{12} = 14004,8 \text{ см}^4;$$

$$W_x = \frac{2 \cdot I_x}{h} = \frac{2 \cdot 387129,4}{100} = 7742,6 \text{ см}^3;$$

$$\rho_x = \frac{W_x}{A} = \frac{7742,6}{226} = 34,26 \text{ см};$$

$$i_x = \sqrt{\frac{J_x}{A}} = \sqrt{\frac{387129,4}{226}} = 41,39 \text{ см};$$

$$i_y = \sqrt{\frac{J_y}{A}} = \sqrt{\frac{14004,8}{226}} = 7,87 \text{ см}.$$

Проверяем устойчивость в плоскости х. Условная гибкость:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{x2}}{i_x} \cdot \sqrt{\frac{R_y \cdot \gamma_c}{E}} = \frac{1911}{41,39} \cdot \sqrt{\frac{24 \cdot 1,05}{20600}} = 1,61.$$

Относительный эксцентриситет:

$$m_x = \frac{M}{N \cdot \rho_x} = \frac{142820}{437,8 \cdot 34,26} = 9,52.$$

Соотношение площади полки к площади стенки:

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{36 \cdot 1,8}{1 \cdot 96,4} = 0,672,$$

отсюда по таблице Д.2 [1] $\eta = 1,29$. Приведенный относительный эксцентриситет:

$$m_{ef} = m_x \cdot \eta = 9,52 \cdot 1,29 = 12,28.$$

По таблице Д.3 [1] $\varphi_e = 0,110$. Проверяем устойчивость верхней части колонны:

$$\frac{N}{\varphi_e \cdot A_d \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{437,8}{0,110 \cdot 170,98 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,924 < 1.$$

Запас составляет 7,6%, что близко к 5%. Это указывает на достаточно рациональное сечение верхней части колонны.

Удобно сразу проверить местную устойчивость пояса. Определяем условную гибкость свеса пояса:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_y \cdot \gamma_c}{E}} = \frac{17,5}{1,8} \sqrt{\frac{24 \cdot 1,05}{20600}} = 0,34,$$

где свес пояса:

$$b_{ef} = \frac{b_f - t_w}{2} = \frac{36 - 1}{2} = 17,5.$$

Определяем предельную условную гибкость свеса пояса в соответствии с таблицей 23 [1] при $m_x=5$:

$$\begin{aligned} \bar{\lambda}_{uf} &= \bar{\lambda}_{ufc} - 0,01 \cdot (1,5 + 0,7 \bar{\lambda}_x) \cdot m_x = \\ &= 0,521 - 0,01 \cdot (1,5 + 0,7 \cdot 1,61) \cdot 5 = 0,390, \end{aligned}$$

где $\bar{\lambda}_{ufc}$ – предельное значение условной гибкости свеса пояса центрально-сжатого элемента по п. 7.3.8. и 7.3.9 и по таблице 10 [1]:

$$\bar{\lambda}_{ufc} = 0,36 + 0,1 \cdot \bar{\lambda}_x = 0,36 + 0,1 \cdot 1,61 = 0,521.$$

В соответствии с п. 8.5.19 [1] определяем значение предельной гибкости пояса при $m_x=20$ (как для изгибаемых элементов):

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,17 + 0,06 \cdot \bar{\lambda}_{uw} = 0,17 + 0,06 \cdot 3,5 = 0,380,$$

По интерполяции при $\bar{\lambda}_{uf}=0,390$ при $m_x=5$ и $\bar{\lambda}_{uf}=0,380$ при $m_x=20$ для фактического значения $m_x=9,52$ определяем предельную условную гибкость пояса $\bar{\lambda}_{uf}=0,387 > \bar{\lambda}_f=0,34$. Условие выполняется, таким образом, местная устойчивость пояса обеспечена.

2.3.2 Проверка устойчивости верхней части колонны из плоскости рамы (плоскость y)

Определяем расчетный изгибающий момент в средней трети расчетной высоты колонны из плоскости рамы (рисунок 6.4).

Максимальный момент в верхней части колонны возникает в сечении 1-1 при комбинации усилий 1, 2(0,7), 3, - 4, 5(0,9): значение момента $M_{\max} = -1428,2$ кН·м (таблица 5.5). Вычисляем момент в сечении 2-2 при той же комбинации усилий (таблица 5.4), при этом горизонтальная крановая нагрузка принимается также со знаком минус (–):

$$M_2 = -94,4 - 89,8 + 689,3 - 243,5 + 37,2 = +298,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Определяем размеры $H' = 5268$ мм и $H'' = 1102$ мм по эпюре M из подобия треугольников. Момент M' определяем по эпюре M также из подобия треугольников:

$$M' = -1015,2 \text{ кН} \cdot \text{м} > \frac{M_{\max}}{2} = \frac{1428,2}{2} = -714,1 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Таким образом, за расчетный принимаем момент M' . Определяем относительный эксцентриситет:

$$m_x = \frac{M' \cdot A}{N \cdot W_x} = \frac{101520 \cdot 226}{437,8 \cdot 7742,6} = 6,77.$$

В соответствии с п. 9.2.5 [1] коэффициент c равен:

$$c = c_5 \cdot (2 - 0,2 \cdot m_x) + c_{10} \cdot (0,2 \cdot m_x - 1).$$

Проверяем условие:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_{y2}}{i_y} \cdot \sqrt{\frac{R_y \cdot \gamma_c}{E}} = \frac{457}{7,87} \sqrt{\frac{24 \cdot 1,05}{20600}} = 2,04 < 3,14$$

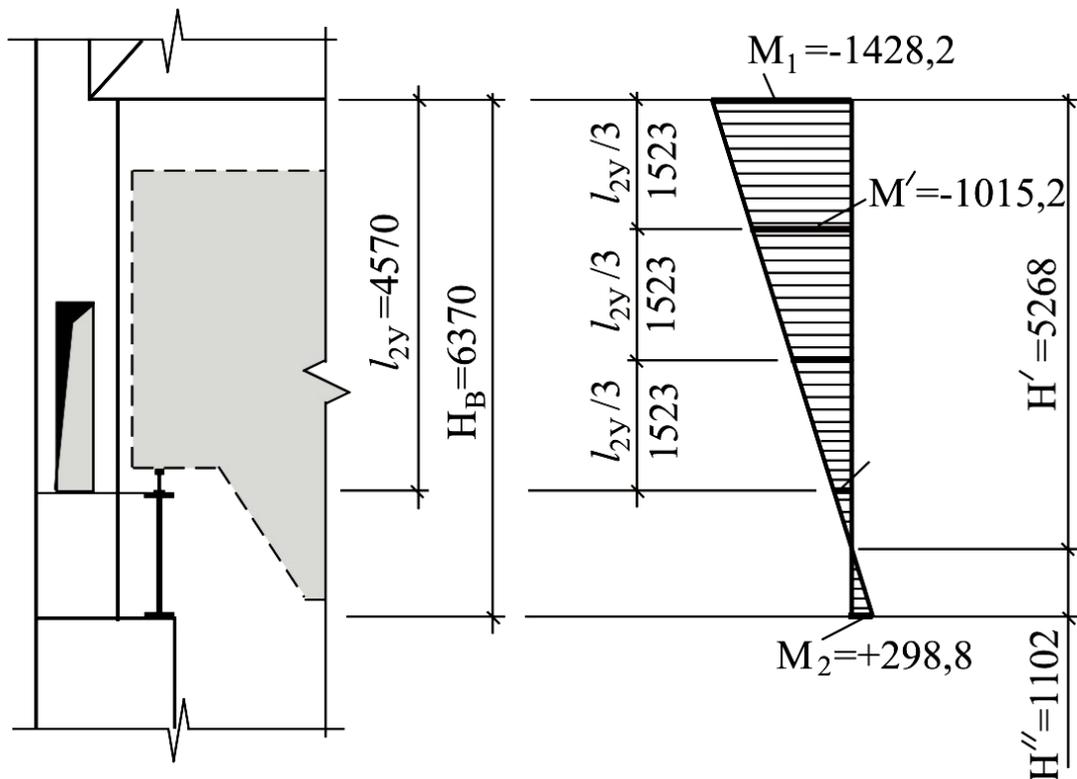


Рисунок 2.4 – К определению расчетных усилий в верхней части колонны при проверке устойчивости из плоскости действия момента (изгибающие моменты в кН·м)

Определяем коэффициент c_5 :

$$c_5 = \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot m_x} = \frac{1}{1 + 0,96 \cdot 5} = 0,172,$$

где по таблице 21 [1] при $\bar{\lambda}_y < 3,14$ коэффициент $\beta = 1$, а коэффициент α равен:

$$\alpha = 0,65 + 0,05 \cdot m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 5 = 0,9.$$

Определяем коэффициент c_{10} :

$$c_{10} = \frac{1}{1 + m_x \cdot \frac{\varphi_y}{\varphi_b}},$$

где $\varphi_y = 0,829$ по таблице Д.1 [1]; φ_b – по п. 8.4.1 и по приложению Ж [1] как для балки с двумя и более закреплениями сжатого пояса.

Для определения φ_b предварительно определим коэффициент α по формуле (176) [1]:

$$\begin{aligned}\alpha &= 8 \cdot \left(\frac{l_{ef} \cdot t_f}{h \cdot b_f} \right)^2 \cdot \left(1 + \frac{0,5 \cdot h_0 \cdot t_w^3}{b_f \cdot t_f^3} \right) = \\ &= 8 \cdot \left(\frac{457 \cdot 1,8}{100 \cdot 36} \right)^2 \cdot \left(1 + \frac{0,5 \cdot (100 - 1,8) \cdot 1,2^3}{32 \cdot 1,8^3} \right) = 0,608.\end{aligned}$$

По таблице 77 [1] определяем коэффициент ψ :

$$\psi = 2,25 + 0,07 \cdot \alpha = 2,25 + 0,07 \cdot 0,608 = 2,29.$$

Коэффициент φ_1 определяем по формуле (Ж.3) [1]:

$$\begin{aligned}\varphi_1 &= \psi \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \left(\frac{h_0}{l_{ef}} \right)^2 \cdot \frac{E}{R_y \cdot \gamma_c} = \\ &= 2,29 \cdot \frac{14004,8}{387129,4} \cdot \left(\frac{100 - 1,8}{457} \right)^2 \cdot \frac{20600}{24 \cdot 1,05} = 3,12.\end{aligned}$$

Коэффициент φ_b :

$$\varphi_b = 0,68 + 0,21 \cdot \varphi_1 = 0,68 + 0,21 \cdot 3,12 = 1,34.$$

В соответствие с приложением Ж [1] коэффициент φ_b не должен быть более 1, поэтому принимаем $\varphi_b = 1$. Тогда коэффициент c_{10} равен:

$$c_{10} = \frac{1}{1 + m_x \cdot \frac{\varphi_y}{\varphi_b}} = \frac{1}{1 + 10 \cdot \frac{0,829}{1}} = 0,108.$$

Определяем коэффициент c :

$$c = 0,172 \cdot (2 - 0,2 \cdot 6,77) + 0,108 \cdot (0,2 \cdot 6,77 - 1) = 0,149.$$

Устойчивость верхней части колонны из плоскости рамы:

$$\frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{437,8}{0,149 \cdot 0,829 \cdot 226 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,622 < 1.$$

Устойчивость верхней части колонны из плоскости рамы обеспечена.

2.4 Подбор сечения нижней части колонны

2.4.1 Подбор сечения ветвей. Проверка ветвей из плоскости рамы

Сечение нижней части колонны приведено на рисунке 6.5.

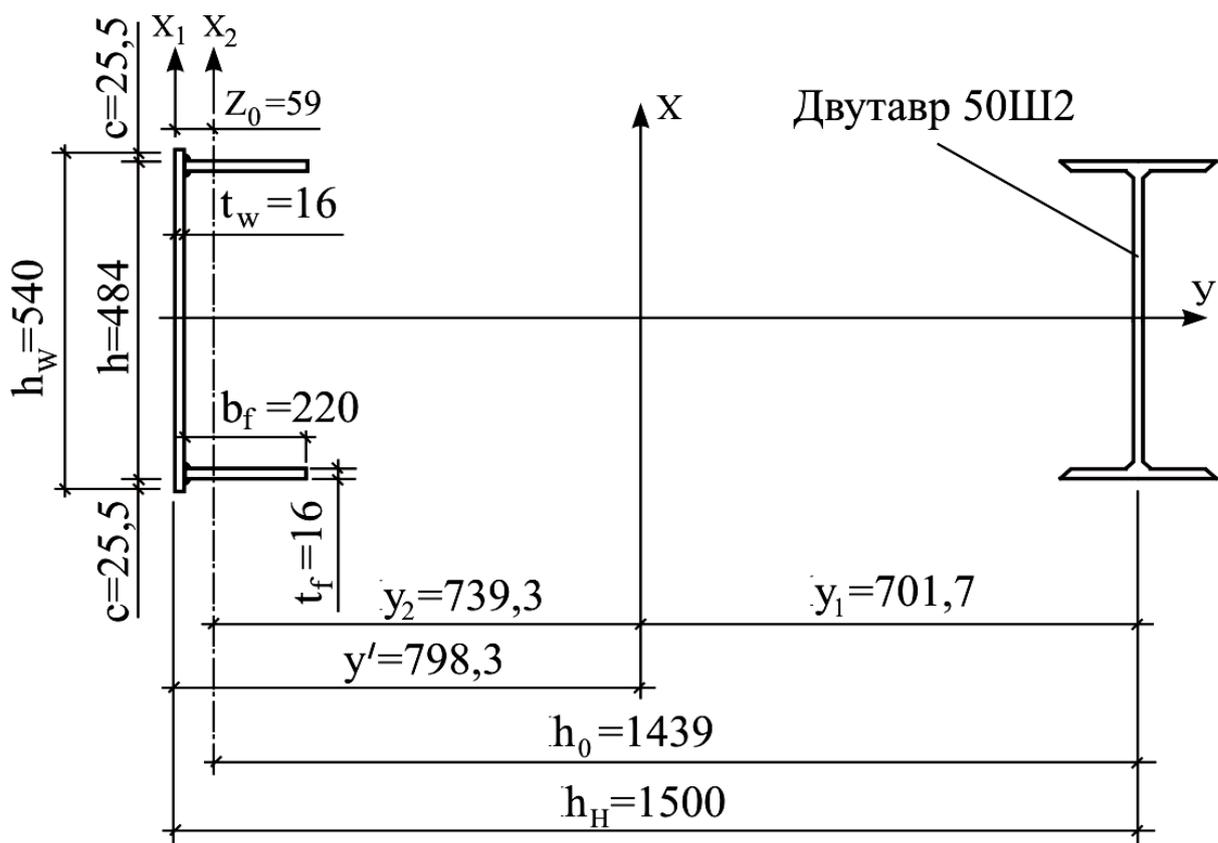


Рисунок 2.5 – Сечение нижней части колонны

Сечение наружной ветви принимаем в виде сварного швеллера, подкрановой ветви – из прокатного двутавра с параллельными гранями полков. Назначаем предварительно расстояние от центра тяжести сечения наружной ветви до наружной грани колонны $z_0 = 6$ см, тогда расстояние между центрами тяжести ветвей:

$$h_0 = h_H - z_0 = 150 - 6 = 144 \text{ см.}$$

Ориентировочно вычисляем положение центра тяжести сечения:

$$y_1 = \frac{|M_2|}{|M_1| + |M_2|} \cdot h_0 = \frac{|+1728,4|}{|-1869,1| + |+1728,4|} \cdot 144 = 69,18 \text{ см},$$

где M_1 – максимальный отрицательный момент, догружающий подкрановую ветвь, в сечениях 3-3 или 4-4 по таблице 5.5; M_2 – то же, положительный момент, догружающий наружную ветвь по таблице 5.5.

Вычисляем расстояние y_2 :

$$y_2 = h_0 - y_1 = 144 - 69,18 = 74,82 \text{ см}.$$

Предварительно для удобства принимаем, что подкрановая ветвь – ветвь 1, наружная ветвь – ветвь 2. Определяем усилия в ветвях колонны:

1) в подкрановой ветви:

$$N_{\varepsilon 1} = |N_1| \cdot \frac{y_2}{h_0} + \frac{|M_1|}{h_0} = 3470,0 \cdot \frac{74,82}{144} + \frac{186910}{144} = 3100,9 \text{ кН};$$

2) в наружной ветви:

$$N_{\varepsilon 2} = |N_2| \cdot \frac{y_1}{h_0} + \frac{|M_2|}{h_0} = 3519,0 \cdot \frac{69,18}{144} + \frac{172840}{144} = 2890,9 \text{ кН}.$$

Здесь M_i и N_i – максимальные отрицательный и положительный моменты, догружающие, соответственно, подкрановую и наружную ветви, и соответствующие им нормальные силы по таблице 5.5.

Задаем $\varphi_1 = \varphi_2 = 0,75$ и определяем требуемую площадь подкрановой и наружной ветвей:

$$A_{mp1} = \frac{N_{\varepsilon 1}}{\varphi_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{3100,9}{0,75 \cdot 24 \cdot 1,05} = 164,1 \text{ см}^2,$$

$$A_{mp2} = \frac{N_{\varepsilon 2}}{\varphi_2 \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{2890,9}{0,75 \cdot 24 \cdot 1,05} = 153,0 \text{ см}^2.$$

По сортаменту для подкрановой ветви принимаем широкополочный двутавр с параллельными гранями полок 50Ш2; геометрические характеристики выбранного двутавра: $A = 176,6 \text{ см}^2$, $I_x = 72530 \text{ см}^4$, $i_x = 20,26 \text{ см}$, $I_y = 7900 \text{ см}^4$, $i_y = 6,69 \text{ см}$, $h = 489 \text{ мм}$.

Компонуем сечение наружной ветви. Толщину стенки принимаем равной толщине полки верхней части колонны $t_w = 18 \text{ мм}$, высоту стенки принимаем на 40...60 мм больше высоты двутавра подкрановой ветви для нормальной проварки шва, крепящего полки к стенке, $h_w = 489 + 51 = 540 \text{ мм}$. Требуемая площадь полки:

$$A_{fmp} = \frac{A_{mp_2} - h_w \cdot t_w}{2} = \frac{157,7 - 54 \cdot 1,8}{2} = 30,3 \text{ см}^2.$$

Назначаем полку из листа $b_f \times t_f = 22 \times 1,6 = 35,2 \text{ см}^2 > A_{f \text{ тр}}$. Размеры сечения показаны на рисунке 6.5. Определяем геометрические характеристики принятого сечения наружной ветви. Площадь:

$$A_2 = h_w \cdot t_w + 2 \cdot b_f \cdot t_f = 54 \cdot 1,8 + 2 \cdot 22 \cdot 1,6 = 167,6 \text{ см}^2.$$

Статический момент относительно оси x_1 :

$$S_{x1} = h_w \cdot t_w \cdot \frac{t_w}{2} + 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{b_f}{2} + t_w \right) = 54 \cdot 1,8 \cdot \frac{1,8}{2} + \\ + 2 \cdot 22 \cdot 1,6 \cdot \left(\frac{22}{2} + 1,6 \right) = 988,62 \text{ см}^3.$$

Положение центра тяжести наружной ветви:

$$z_0 = \frac{S_{x1}}{A_2} = \frac{988,62}{167,6} = 5,9 \text{ см}.$$

Момент инерции относительно оси y :

$$I_y = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot \left[\frac{t_f^3 \cdot b_f}{12} + b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w}{2} - c - \frac{t_f}{2} \right)^2 \right] = \frac{1,8 \cdot 54^3}{12} + \\ + 2 \cdot \left[\frac{1,6^3 \cdot 22}{12} + 22 \cdot 1,6 \cdot \left(\frac{54}{2} - 2,55 - \frac{1,6}{2} \right)^2 \right] = 63010,9 \text{ см}^4.$$

Момент инерции относительно оси x_2 :

$$I_{x2} = \frac{h_w \cdot t_w^3}{12} + h_w \cdot t_w \cdot \left(z_0 - \frac{t_w}{2} \right)^2 + \\ + 2 \cdot \left[\frac{t_f \cdot b_f^3}{12} + b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{b_f}{2} + t_w - z_0 \right)^2 \right] = \\ = \frac{54 \cdot 1,8^3}{12} + 54 \cdot 1,8 \cdot \left(5,9 - \frac{1,8}{2} \right)^2 + \\ + 2 \cdot \left[\frac{1,6 \cdot 22^3}{12} + 1,6 \cdot 22 \cdot \left(\frac{22}{2} + 1,6 - 5,9 \right)^2 \right] = 8647,5 \text{ см}^4.$$

Радиусы инерции ветви:

$$i_{x2} = \sqrt{\frac{I_{x2}}{A_2}} = \sqrt{\frac{8647,5}{167,6}} = 7,18 \text{ см};$$

$$i_{y2} = \sqrt{\frac{I_y}{A_2}} = \sqrt{\frac{63010,9}{167,6}} = 19,39 \text{ см}.$$

Геометрические характеристики сечения подкрановой ветви приведены выше.

Определяем геометрические характеристики всего сечения. Статический момент всего сечения относительно оси x_1 :

$$S_{x1} = A_2 \cdot z_0 + A_1 \cdot h_n = 167,6 \cdot 5,9 + 176,6 \cdot 150 = 27478,6 \text{ см}^3.$$

Определяем расстояние $y' = z_0 + y_2$:

$$y' = \frac{S_{x1}}{A_1 + A_2} = \frac{27478,6}{176,6 + 167,6} = 79,83 \text{ см}.$$

Отсюда расстояния от центра тяжести ветвей до центра тяжести сечения нижней части колонны:

$$y_2 = y' - z_0 = 79,83 - 5,9 = 73,93 \text{ см};$$

$$y_1 = h_n - y_2 - z_0 = 150 - 73,93 - 5,9 = 70,17 \text{ см}.$$

Расстояние между центрами тяжести ветвей:

$$h_0 = h_n - z_0 = 150 - 5,9 = 144,1 \text{ см}.$$

Уточняем усилия в ветвях:

$$N_{e1} = 3470,0 \cdot \frac{73,93}{144,1} + \frac{186910}{144,1} = 3077,4 \text{ кН};$$

$$N_{e2} = 3519,0 \cdot \frac{70,17}{144,1} + \frac{172840}{144,1} = 2912,9 \text{ кН}.$$

Проверяем устойчивость ветвей относительно оси y :

1) подкрановая ветвь:

$$\bar{\lambda}_{y1} = \frac{l_{y1}}{i_{y1}} \sqrt{\frac{R_y \cdot \gamma_c}{E}} = \frac{1423}{20,26} \sqrt{\frac{24 \cdot 1,05}{20600}} = 2,46; \quad \varphi_1 = 0,750;$$

$$\frac{N_{e1}}{\varphi_1 \cdot A_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{3077,4}{0,750 \cdot 176,6 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,923 < 1.$$

2) Наружная ветвь:

$$\bar{\lambda}_{y2} = \frac{l_{y2}}{i_{y2}} \sqrt{\frac{R_y \cdot \gamma_c}{E}} = \frac{1423}{19,39} \sqrt{\frac{24 \cdot 1,05}{20600}} = 2,57; \quad \varphi_2 = 0,729;$$

$$\frac{N_{e2}}{\varphi_2 \cdot A_2 \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{2912,9}{0,729 \cdot 167,6 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,952 < 1.$$

Устойчивость ветвей из плоскости рамы обеспечена. Запас составляет не более 7,5%, что допустимо.

Проверяем местную устойчивость стенки наружной ветви в соответствии с п. 7.3.2 и с таблицей 9 [1]. Для центрально сжатого швеллера ($m = 0$) предельная гибкость стенки при условной гибкости наружной ветви $\bar{\lambda}_{y2} = 2,57 > 1$ равна по таблице 9 [1]:

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,0 + 0,2 \cdot \bar{\lambda}_{y2} = 1,0 + 0,2 \cdot 2,57 = 1,51 < 1,6.$$

Фактическая гибкость стенки:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y \cdot \gamma_c}{E}} = \frac{(489 - 2 \cdot 16)}{18} \cdot \sqrt{\frac{24 \cdot 1,05}{20600}} = 0,943.$$

Проверяем условие:

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,51 > \bar{\lambda}_w = 0,943.$$

Условие выполняется. Таким образом, местная устойчивость стенки наружной ветви обеспечена.

Проверяем местную устойчивость пояса наружной ветви в соответствии с таблицей 10 [1]. Для неокаймленного пояса швеллера должно выполняться условие:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \cdot \sqrt{\frac{R_y \cdot \gamma_c}{E}} = \frac{22}{1,6} \cdot \sqrt{\frac{24 \cdot 1,05}{20600}} = 0,48 <$$

$$< \bar{\lambda}_{uf} = 0,43 + 0,08 \cdot \bar{\lambda}_{y2} = 0,43 + 0,08 \cdot 2,57 = 0,64,$$

Условие выполняется, таким образом, местная устойчивость пояса наружной ветви обеспечена.

2.4.2 Проверка ветвей в плоскости рамы

Из условия равноустойчивости ветвей определяем максимально допустимые расстояния между узлами решетки:

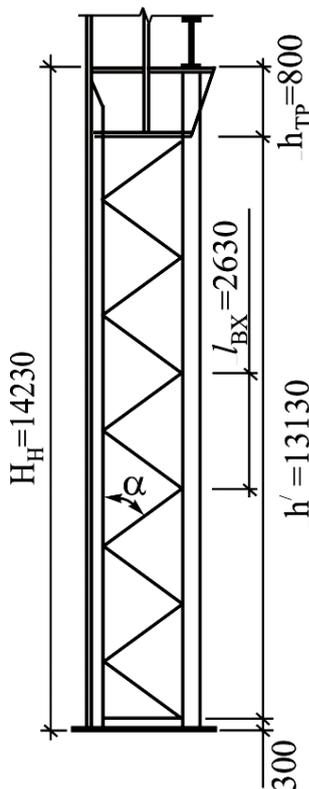
1) для подкрановой ветви:

$$l_{x1} = \lambda_{y1} \cdot i_{y\partial в} = \frac{l_{y1}}{i_{x\partial в}} \cdot i_{y\partial в} = \frac{1423}{20,26} \cdot 6,69 = 470 \text{ см.}$$

2) для наружной ветви:

$$l_{x2} = \lambda_{y2} \cdot i_{x2} = \frac{l_{y2}}{i_{y2}} \cdot i_{x2} = \frac{1423}{19,39} \cdot 7,18 = 527 \text{ см.}$$

Принимаем треугольную решетку, учитывая, что рациональный угол наклона решетки к оси колонны составляет $40^\circ \dots 60^\circ$. Геометрическая длина нижней части колонны составляет 14,23 м. Предварительно назначаем высоту траверсы узла сопряжения верхней и нижней частей колонны $h_{тр} = 800$ мм, а также 300 мм принимаем расстояние от обреза фундамента до стойки решетки (рисунок 2.6).



Таким образом, длина участка нижней части колонны, на котором устанавливаются раскосы, составляет:

$$h' = 14,23 - 0,8 - 0,3 = 13,13 \text{ м.}$$

Разделим этот участок на целое число панелей с тем, чтобы угол наклона раскосов был близок к 45° . Принимаем 5 панелей, тогда длина ветвей:

$$l_b = \frac{h'}{5} = \frac{13,13}{5} = 2,63 \text{ м.}$$

Угол наклона раскосов к ветвям равен $\alpha = 48,8^\circ$, а длина ветвей меньше максимально допустимых расстояний между узлами решетки $l_{x1} < 470$ см и $l_{x2} < 527$ см, следовательно, устойчивость ветвей в плоскости X можно не проверять.

Рисунок 2.6 –
К расчету нижней
части колонны

2.4.3 Расчет решетки нижней части колонны

По таблице усилий определим максимальную поперечную силу в нижней части колонны (сечения 3-3 или 4-4 таблицы 5.4). Максимальные усилия $+Q_{\max}$ при комбинации усилий 1, 2(0,9), 3, 4(+):

$$+Q_{\max} = -11,6 + 33,1 + 212,2 + 164,1 = 397,8 \text{ кН.}$$

Максимальное усилия $-Q_{\max}$ при комбинации усилий 1, 3*, 4*(-), 5(0,9):

$$-Q_{\max} = -11,6 - 181,3 - 32,5 - 42,8 = -268,7 \text{ кН.}$$

Усилие сжатия в раскосе:

$$N_d = \frac{Q_{\max}}{2 \cdot \sin 48,8^\circ} = \frac{397,8}{2 \cdot 0,752} = 264,5 \text{ кН.}$$

Длина раскоса:

$$d = \sqrt{h_n^2 + \left(\frac{l_{Bx}}{2}\right)^2} = \sqrt{150^2 + \left(\frac{263}{2}\right)^2} = 199,5 \text{ см.}$$

Задаемся гибкостью $\bar{\lambda} = 3$, отсюда по таблице Д.1 [1] $\varphi = 0,643$ и определяем требуемую площадь раскоса:

$$A_{mp} = \frac{N_d}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{264,5}{0,643 \cdot 24 \cdot 0,75} = 22,9 \text{ см}^2,$$

где $\gamma_c = 0,75$ – коэффициент условия работы одиночного уголка, приваренного одной полкой по таблице 1 [1].

Принимаем равнополочный уголок 125×10 , $A = 24,33 \text{ см}^2$, $i_{\min} = 2,47 \text{ см}$. Гибкость:

$$\bar{\lambda}_d = \frac{l_d}{i_{\min}} \sqrt{\frac{R_y \cdot \gamma_c}{E}} = \frac{199,5}{2,47} \sqrt{\frac{24 \cdot 0,75}{20600}} = 2,38; \quad \varphi = 0,762.$$

Проверяем устойчивость раскоса:

$$\frac{N_d}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{264,5}{0,762 \cdot 24,33 \cdot 24 \cdot 0,75} = 0,793 < 1.$$

Устойчивость раскоса обеспечена.

2.4.4 Проверка устойчивости колонны в плоскости рамы как единого стержня

Определяем геометрические характеристики сечения нижней части колонны (рисунок 6.5):

$$A = A_1 + A_2 = 176,6 + 167,6 = 344,2 \text{ см}^2;$$

$$I_x = I_{x2} + A_2 \cdot y_2^2 + I_{y\partial в} + A_1 \cdot y_1^2 = 8647,5 + 156,8 \cdot 73,93^2 + 7900,0 + 176,6 \cdot 70,17^2 = 1866803 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{1866803}{344,2}} = 73,65 \text{ см.}$$

Гибкость колонны относительно оси x:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{x1}}{i_x} = \frac{2504}{73,65} = 34,0.$$

Приведенная гибкость в соответствии с таблицей 8 [1] для колонн с решеткой:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha \cdot \frac{A}{A_{d1}}} = \sqrt{34,0^2 + 29,08 \cdot \frac{344,2}{48,66}} = 36,9,$$

где коэффициент α принимается по таблице 8 [1] и равен:

$$\alpha = 10 \cdot \frac{d^3}{b^2 \cdot l_b} = 10 \cdot \frac{199,5^3}{144,1^2 \cdot (263/2)} = 29,08,$$

A_{d1} – площадь раскосов в сечении, равная удвоенной площади одного раскоса:

$$A_{d1} = 2 \cdot A_p = 2 \cdot 24,33 = 48,66 \text{ см}^2.$$

Условная приведенная гибкость:

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \cdot \sqrt{\frac{R_y \cdot \gamma_c}{E}} = 36,9 \cdot \sqrt{\frac{24 \cdot 1,05}{20600}} = 1,29.$$

Проверяем устойчивость колонны:

а) для комбинации, догружающей подкрановую ветвь. Относительный эксцентриситет:

$$m = \frac{|-M_{max}| \cdot A}{|N_{сооте}| \cdot I_x} \cdot y_1 = \frac{|-186910| \cdot 344,2}{|-3470| \cdot 1866803} \cdot 70,17 = 0,70.$$

По таблице Д.4 [1] $\varphi_e = 0,549$; проверяем устойчивость колонны как единого стержня в плоскости рамы:

$$\frac{N}{\varphi_e \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{3470}{0,529 \cdot 344,2 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,753 < 1.$$

б) для комбинации усилий, догружающих наружную ветвь:

$$m = \frac{|+M_{max}| \cdot A}{|N_{соотв}| \cdot I_x} \cdot (y_2 + z_0) =$$
$$= \frac{|172840| \cdot 344,2}{|-3519,0| \cdot 1866803} \cdot (73,93 + 5,9) = 0,723.$$

Отсюда $\varphi_e = 0,541$ и устойчивость стержня:

$$\frac{N}{\varphi_e \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{3519,0}{0,541 \cdot 344,2 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,749 < 1.$$

Устойчивость нижней части колонны как единого стержня обеспечена.

Устойчивость нижней части колонны как единого стержня в плоскости у не проверяем, так как устойчивость каждой ветви из плоскости рамы обеспечена.

2.5 Расчет узла сопряжения верхней и нижней частей колонны

Узел сопряжения верхней и нижней частей колонны показан на рисунке 2.7.

Расчетные комбинации усилий в сечении над уступом колонны (сечение 2-2) принимаем по таблице 5.5:

1) первая комбинация усилий:

$$+M_{max} = +875,6 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad N_{соотв} = -244,9 \text{ кН};$$

2) вторая комбинация усилий:

$$-M_{max} = -250,1 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad N_{соотв} = -552,7 \text{ кН}.$$

Давление кранов $D_{max} = 2948,1 \text{ кН}$.

Прочность монтажного стыкового шва (шов 1) проверяем по нормальным напряжениям в крайних точках сечения надкрановой части колонны. Принимаем полуавтоматическую сварку в среде углекислого газа, диаметр проволоки 2 мм, положение шва – нижнее. Площадь шва равна площади сечения верхней части колонны.

Предусматривается проведение контроля шва с применением физических методов, тогда по таблице 4 [1] $R_{wy} = R_y$. Прочность шва:

1) по первой комбинации усилий:

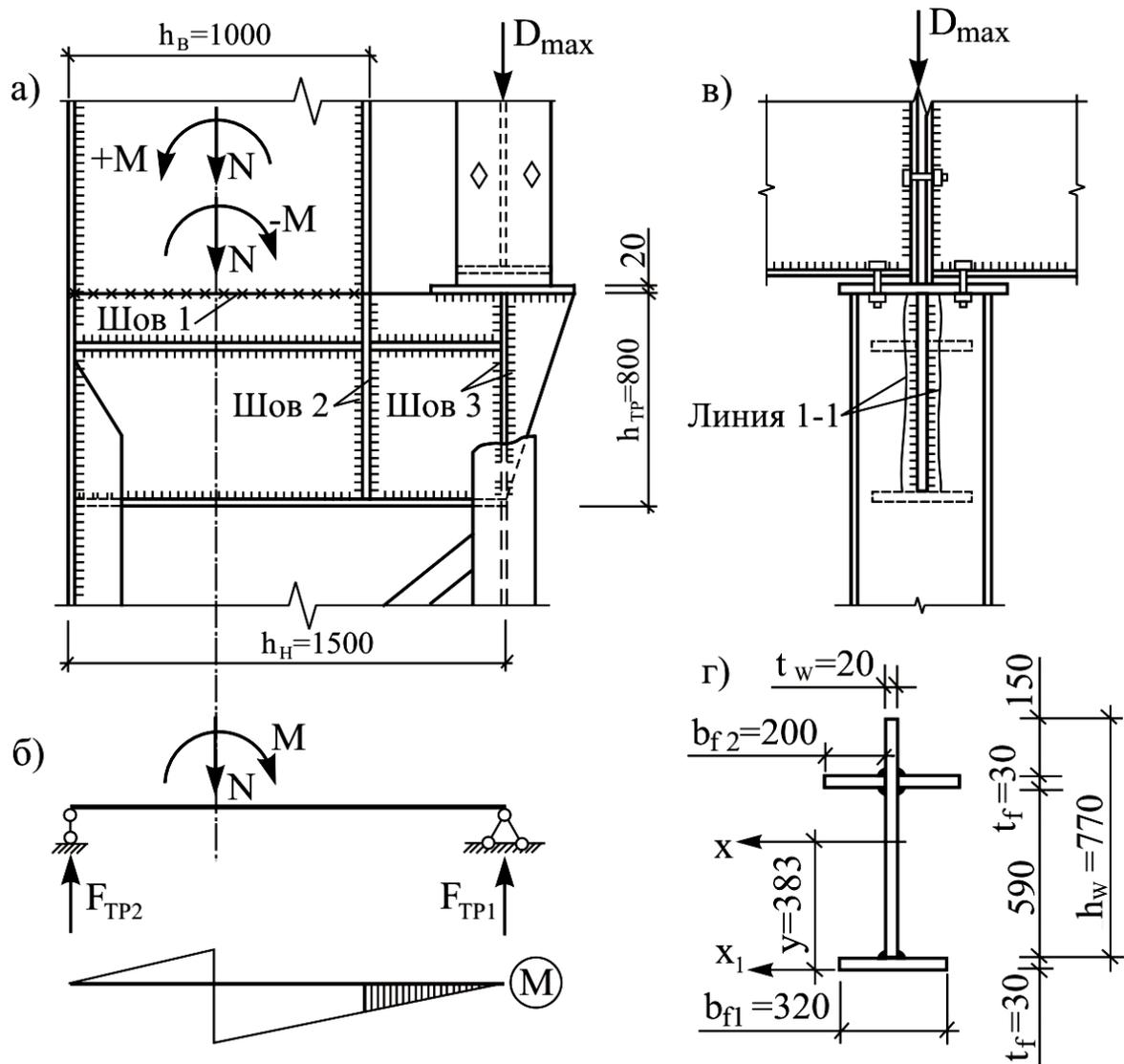


Рисунок 2.7 – Узел сопряжения верхней и нижней частей колонны: а – общий вид; б – расчетная схема траверсы; в – вид со стороны подкрановой ветви; г – сечение траверсы

а) наружная полка:

$$\frac{|N|}{A \cdot R_{wy} \cdot \gamma_c} + \frac{|M|}{W \cdot R_{wy} \cdot \gamma_c} =$$

$$= \frac{244,9}{226 \cdot 24 \cdot 1,05} + \frac{87560}{7742,6 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,492 < 1;$$

б) внутренняя полка:

$$\left| \frac{|N|}{A \cdot R_{wy} \cdot \gamma_c} - \frac{|M|}{W \cdot R_{wy} \cdot \gamma_c} \right| =$$
$$= \left| \frac{244,9}{226 \cdot 24 \cdot 1,05} - \frac{87560}{7742,6 \cdot 24 \cdot 1,05} \right| = 0,405 < 1.$$

2) по второй комбинации усилий:

а) внутренняя полка:

$$\frac{|N|}{A \cdot R_{wy} \cdot \gamma_c} + \frac{|M|}{W \cdot R_{wy} \cdot \gamma_c} =$$
$$\frac{552,7}{226 \cdot 24 \cdot 1,05} + \frac{25010}{7742,6 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,225 < 1;$$

б) наружная полка:

$$\left| \frac{|N|}{A \cdot R_{wy} \cdot \gamma_c} - \frac{|M|}{W \cdot R_{wy} \cdot \gamma_c} \right| =$$
$$\left| \frac{552,7}{226 \cdot 24 \cdot 1,05} - \frac{25010}{7742,6 \cdot 24 \cdot 1,05} \right| = 0,031 < 1.$$

Прочность шва 1 обеспечена.

Толщину стенки траверсы определяем из условия ее смятия по формуле:

$$t_w > \frac{D_{max}}{l_{ef} \cdot R_p} = \frac{2948,1}{49 \cdot 36,1} = 1,67 \text{ см},$$

где l_{ef} – расчетная длина площадки смятия под опорными ребрами подкрановой балки:

$$l_{ef} = b_f + 2 \cdot t_{пл} = 45 + 2 \cdot 2 = 49 \text{ см},$$

$b_f = 45$ см – ширина пояса подкрановой балки из примера 7; $t_{пл} = 2$ см – назначаем конструктивно толщину пластины 2 см; $R_p = 36,1$ кН/см² – расчетное сопротивление стали смятию по таблице В.7 [1].

Принимаем окончательно толщину стенки траверсы по сортаменту $t_w = 2$ см. Определяем длину шва 2, крепящего внутреннюю полку верхней части колонны к стенке траверсы. Высота траверсы предварительно была принята 80 см при расчете решётки нижней части колон-

ны. Применяем полуавтоматическую сварку в среде углекислого газа проволокой СВ-08Г2С (таблица Г.1 [1]) диаметром 2 мм, положение шва нижнее. Катет шва назначаем минимальным в соответствии с таблицей 38 [1] $k_f = 5$ мм. По таблице 39 [1] определяем коэффициенты проплавления шва $\beta_f = 0,9$, $\beta_z = 1,05$. Расчетное сопротивление углового шва:

а) по металлу шва:

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

б) по металлу границы сплавления:

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

где $R_{wf} = 21,5 \text{ кН} / \text{см}^2$ – расчетное сопротивление металла шва по таблице Г.2 [1] для проволоки СВ-08Г2С; R_{wz} – расчетное сопротивление металла границы сплавления:

$$R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65 \text{ кН} / \text{см}^2,$$

где $R_{un} = 37 \text{ кН} / \text{см}^2$ – нормативное сопротивление по временному сопротивлению основного металла по таблице В.5 [1].

Так как расчетное сопротивление металла шва больше расчетного сопротивления металла границы сплавления, расчет ведем по металлу границы сплавления. Сжимающее усилие во внутренней полке верхней части колонны по 2 комбинации усилий:

$$N_n = \frac{N}{2} + \frac{M}{h_g} = \frac{552,7}{2} + \frac{25010}{100} = 526,5 \text{ кН}.$$

Требуемая длина шва при количестве швов $n_w = 4$:

$$l_{w2} = \frac{N_n}{n_w \cdot k_f \cdot \beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c} = \frac{526,5}{4 \cdot 0,5 \cdot 1,05 \cdot 16,65 \cdot 1,05} = 14,3 \text{ см}.$$

Проверяем условие:

$$l_{w2} = 14,3 \text{ см} < 85 \cdot \beta_f \cdot k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,5 = 38,3 \text{ см}.$$

Условие выполняется. Длина шва также меньше высоты стенки траверсы.

Проверяем шов 2 на максимальное растягивающее усилие при $+M_{\text{наибольшее}}$ и $N_{\text{соотв. min}}$. Такой комбинацией в сечении 2-2 является

комбинация 1, 3, 4(+), 5(0,9). По таблице 5.4 определяем усилия для этой комбинации:

$$+M_{max} = +875,6 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad N_{соотв} = -244,9 \text{ кН}.$$

Усилие в поясе:

$$N_n = \frac{|N|}{2} - \frac{M}{h_g} = \frac{244,9}{2} - \frac{87560}{100} = -630,7 \text{ кН},$$

при этом знак «минус» указывает в данном случае на растяжение шва. Длина шва:

$$l_{w2} = \frac{N_n}{n_w \cdot k_f \cdot \beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c} = \frac{630,7}{4 \cdot 0,5 \cdot 1,05 \cdot 16,65 \cdot 1,05} = 17,2 \text{ см} < 85 \cdot \beta_f \cdot k_f = 45,9 \text{ см}.$$

Расчетная длина шва при обеих проверках меньше принятой высоты стенки траверсы $h_w = 77 \text{ см} > l_{w2}$, поэтому оставляем высоту траверсы 80 см. В стенке двутавра подкрановой ветви делаем прорезь, в которую заводим стенку траверсы. Для расчета шва 3 составляем комбинацию усилий в сечении 2-2, при которой получается максимальная опорная реакция траверсы как балки на двух опорах (рисунок 6.7,б). Эта комбинация должна включать D_{max} , а момент должен быть наибольший отрицательный (если такое возможно) или наименьший положительный. По таблице 5.4 такая комбинация 1, 2(0,9), 3, 4(-), 5*(0,7). Расчетные усилия для данной комбинации:

$$M = +214,6 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad N_{соотв} = -371,4 \text{ кН}.$$

Опорная реакция траверсы:

$$F_{mp1} = \frac{|N| \cdot h_g}{2 \cdot h_n} - \frac{M}{h_n} + \psi \cdot D_{max} = \frac{371,4 \cdot 100}{2 \cdot 150} - \frac{21460}{150} + 1 \cdot 2948,1 = 2928,8 \text{ кН}.$$

Принимаем параметры сварки такие же, как для шва 2, катет шва принимаем 8 мм. Длина шва 3:

$$l_{w3} = \frac{F_{mp1}}{4 \cdot k_f \cdot \beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c} = \frac{2928,8}{4 \cdot 0,8 \cdot 1,05 \cdot 16,65 \cdot 1,05} = 49,9 \text{ см} > 85 \cdot \beta_f \cdot k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,8 = 61,2 \text{ см}.$$

Расчетная длина шва также меньше высоты стенки траверсы. Окончательно принимаем катет шва 3 равным 8 мм.

Проверяем стенку двутавра подкрановой ветви на срез в месте крепления траверсы (линия 1-1 на рисунке 6.7,в):

$$\frac{F_{mp1}}{2 \cdot h_w \cdot t_{дв} \cdot R_S \cdot \gamma_c} = \frac{2928,8}{2 \cdot 77 \cdot 1,45 \cdot (0,58 \cdot 24) \cdot 1,05} = 0,897 < 1,$$

где $h_w = 77$ см – высота стенки траверсы; $t_{дв} = 1,45$ см – толщина стенки двутавра 50Ш2 подкрановой ветви.

Прочность стенки двутавра на срез обеспечена.

Проверяем прочность траверсы как балки на двух опорах, нагруженной усилиями N и M. Назначаем размеры поясов траверсы (рисунк 6.7,г) $b_{f1} = 32$ см, $b_{f2} = 20$ см, толщину полок назначаем $t_f = 3$ см, выступающую вверх часть стенки траверсы назначаем 15 см и определяем геометрические характеристики принятого сечения. Площадь:

$$A = 32 \cdot 3 + 2 \cdot 77 + 2 \cdot 20 \cdot 3 = 370 \text{ см}^2.$$

Статический момент относительно оси x_1 :

$$S_{x1} = 32 \cdot 3 \cdot 1,5 + 2 \cdot 77 \cdot 41,5 + 2 \cdot 20 \cdot 3 \cdot (77 - 15 - 1,5 + 3) = 14155 \text{ см}^3.$$

Расстояние до центра тяжести сечения:

$$y = \frac{14155}{370} = 38,3 \text{ см.}$$

Момент инерции относительно оси x :

$$I_x = \frac{32 \cdot 3^3}{12} + 32 \cdot 3 \cdot (38,3 - 1,5)^2 + \frac{2 \cdot 77^3}{12} + 2 \cdot 77 \cdot \left(\frac{77}{2} + 3 - 38,3 \right)^2 + 2 \cdot \left[\frac{20 \cdot 3^3}{12} + 20 \cdot 3 \cdot (80 - 15 - 1,5 - 38,3)^2 \right] = 284040 \text{ см}^4.$$

Минимальный момент сопротивления сечения в данном случае составляет:

$$W_{min} = \frac{I_x}{(h_{mp} - y)} = \frac{284040}{(80 - 38,3)} = 6812 \text{ см}^3.$$

Максимальный изгибающий момент при той же комбинации, что и расчет шва 3 (в запас прочности):

$$M_{mp} = F_{mp1} \cdot (h_n - h_g) = 2928,8 \cdot (1,5 - 1) = 1464,4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Прочность траверсы:

$$\frac{M_{mp}}{W_{min} R_y \cdot \gamma_c} = \frac{146440}{6812 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,853 < 1.$$

Прочность траверсы на изгиб обеспечена. Максимальная перерезывающая сила при той же комбинации усилий:

$$\begin{aligned} Q_{max} &= \frac{N \cdot h_g}{2 \cdot h_n} - \frac{M}{h_n} + \frac{k \cdot D_{max} \cdot \psi}{2} = \\ &= \frac{371,4 \cdot 100}{2 \cdot 150} - \frac{21460}{150} + \frac{1,2 \cdot 2948,1 \cdot 1,0}{2} = 1749,6 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Здесь коэффициент $k = 1,2$ учитывает возможную неравномерную передачу усилия D_{max} . Проверяем прочность стенки траверсы на срез:

$$\frac{Q_{max}}{h_w \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{1749,6}{77 \cdot 2 \cdot (0,58 \cdot 24) \cdot 1,05} = 0,777 < 1.$$

Прочность стенки траверсы на срез обеспечена.

2.6 Расчет базы колонны

Так как высота сечения нижней части колонны превышает 1000 мм, базу колонны устраиваем раздельного типа (рисунок 6.8). Рассмотрим комбинации усилий, догружающих подкрановую ветвь, в сечении 4-4 по таблице 5.5:

- 1) $-M_{max} = -552,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$, $-N_{соотв} = -1248,7 \text{ кН}$;
- 2) $-N_{max}$, $-M_{соотв}$ – комбинация отсутствует.

Максимальное усилие в ветви:

$$N_{61} = -1248,7 \cdot \frac{73,93}{144,1} - \frac{|-55280|}{144,1} = -1024,3 \text{ кН}.$$

Комбинации усилий, догружающих наружную ветвь, в сечении 4-4 по таблице 5.5:

$$1) M_{\max} = +1728,4 \text{ кН}\cdot\text{м}, -N_{\text{соотв}} = -3519,0 \text{ кН};$$

$$2) -N_{\max} = -3580,5 \text{ кН}, M_{\text{соотв}} = +1679,9 \text{ кН м}.$$

Усилия в ветви при этих комбинациях:

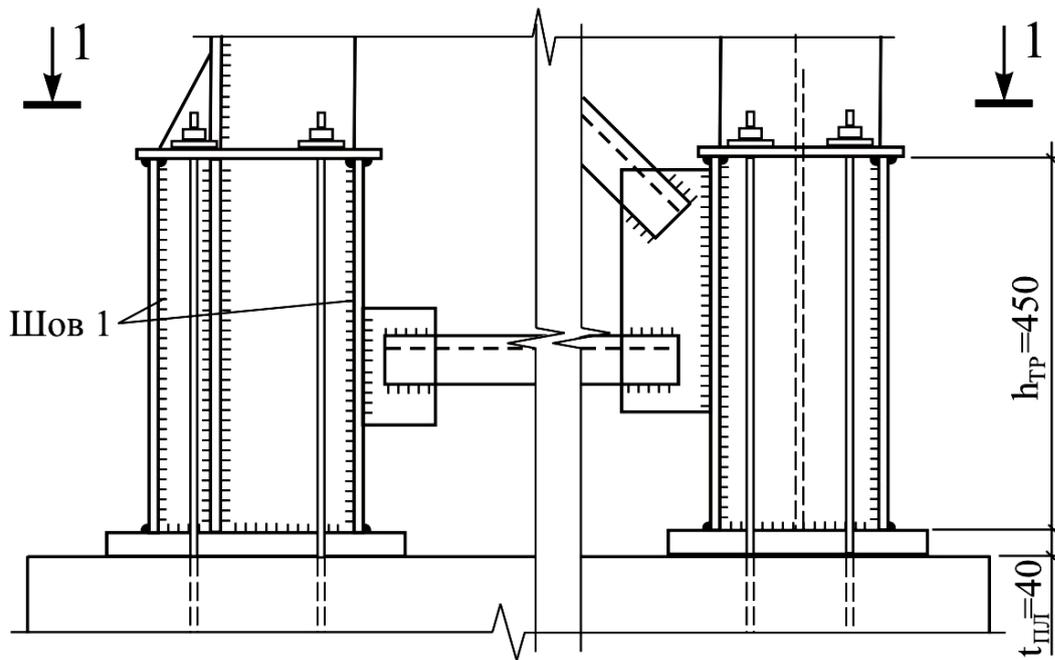
$$N_{\epsilon 2} = -3519,0 \cdot \frac{70,17}{144,1} - \frac{172840}{144,1} = -2912,9 \text{ кН};$$

$$N_{\epsilon 2} = -3580,5 \cdot \frac{70,17}{144,1} - \frac{167990}{144,1} = -2909,2 \text{ кН}.$$

Принимаем для дальнейших расчётов $N_{\text{в}2} = 2912,9 \text{ кН}$.

2.6.1 База подкрановой ветви

Назначаем минимально допустимую ширину свесов плиты по $c_1 = c_2 = 40 \text{ мм}$, толщину траверс по 14 мм . Тогда минимальные размеры опорной плиты из условия размещения на ней стержня подкрановой ветви:



1 - 1

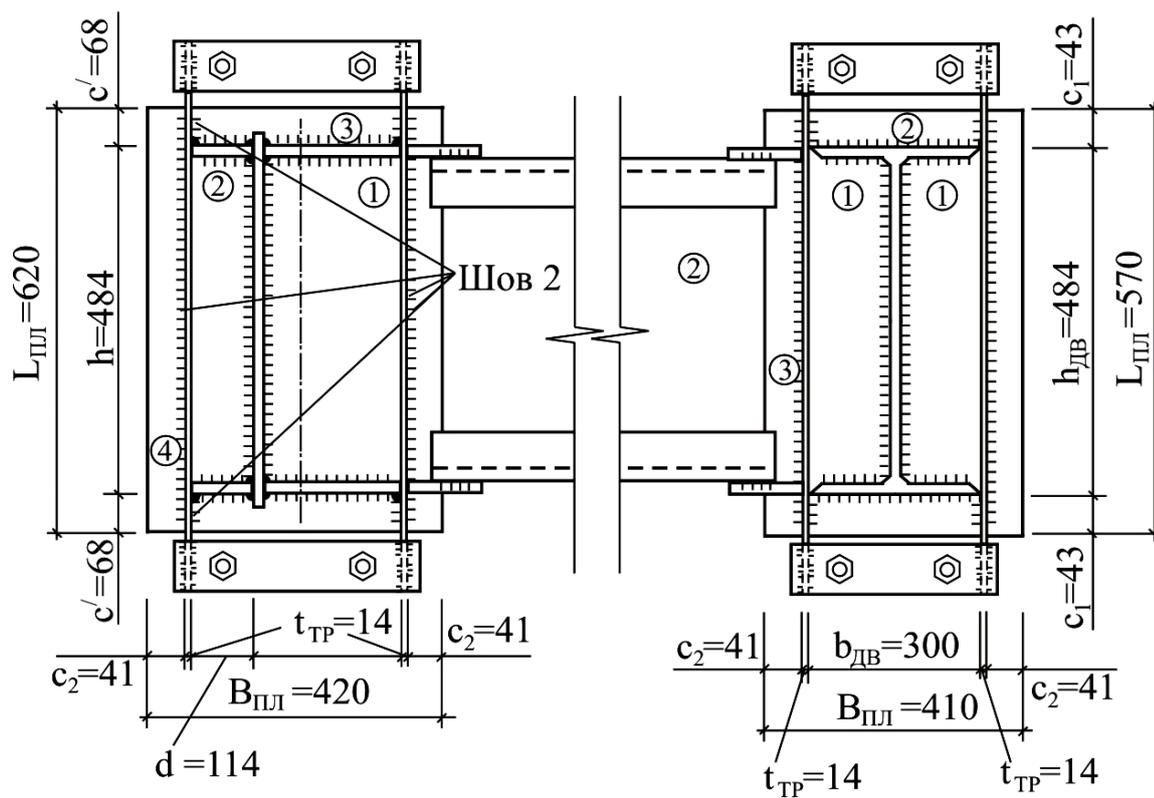


Рисунок 2.8 – База сквозной колонны

$$L_{пл} = h_{дв} + 2 \cdot c_1 = 489 + 2 \cdot 40 = 569 \text{ мм};$$

$$B_{пл} = b_{дв} + 2 \cdot c_2 + 2 \cdot t_{гр} = 300 + 2 \cdot 40 + 2 \cdot 14 = 408 \text{ мм}.$$

Принимаем $B_{пл} = 410$ мм, $L_{пл} = 570$ мм; тогда $c_1 = 40,5$ мм, $c_2 = 41$ мм. Площадь плиты:

$$A = B_{пл} \cdot L_{пл} = 41 \cdot 57 = 2337 \text{ см}^2.$$

Среднее напряжение в бетоне под опорной плитой:

$$\sigma_b = \frac{N}{A} = \frac{967,6}{2337} = 0,38 < R_b \cdot \xi = 0,85 \cdot 1,2 = 1,02 \text{ кН / см}^2,$$

где R_b – расчетное сопротивление сжатию бетона В15 [4]; ξ – коэффициент, зависящий от соотношения площади обреза фундамента к площади опорной плиты базы, принимается в пределах 1,2...1,5.

Разбиваем плиту на участки и определяем изгибающие моменты в плите.

Участок 1, опирается на 4 канта (стороны). Размеры участка:

$$b = h_{дв} - 2 \cdot t_{fдв} = 489 - 2 \cdot 15 = 459 \text{ мм};$$

$$a = \frac{b_{дв} - t_{wдв}}{2} = \frac{300 - 14,5}{2} = 142,75 \text{ мм}.$$

Отношение большей стороны участка к меньшей:

$$\frac{b}{a} = \frac{459}{142,75} = 3,22 > 2.$$

По таблице 6.1 определяем коэффициент $\alpha = 0,125$.

Таблица 2.1 – Значения коэффициента α

b/a	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
α	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081

Продолжение таблицы 3.2.

b/a	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	>2,0
α	0,086	0,091	0,094	0,098	0,100	0,125

Изгибающий момент на участке 1:

$$M_1 = \alpha \cdot \sigma_b \cdot a^2 = 0,125 \cdot 0,38 \cdot 14,275^2 = 9,67 \text{ кН} \cdot \text{см} / \text{см}.$$

Участок 2, опирается на 3 канта. Размеры участка:

$$b = c_1 = 40,5 \text{ мм}, \quad a = 300 \text{ мм}.$$

Соотношение закрепленной стороны к свободной:

$$\frac{b}{a} = \frac{40,5}{300} = 0,135 < 0,5.$$

В соответствии с таблицей 6.2 при отношении закрепленной стороны к свободной менее 0,5 участок рассчитывается как консольный.

Таблица 2.2 – Значения коэффициента β

a/b	<0,5	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
β	Как консоль	0,060	0,074	0,088	0,097	0,107

Продолжение таблицы 3.3

a/b	1,0	1,2	1,4	2,0	>2,0
β	0,112	0,120	0,126	0,132	0,133

Изгибающий момент:

$$M_2 = \frac{\sigma_b \cdot b^2}{2} = \frac{0,38 \cdot 4,05^2}{2} = 3,12 \text{ кН} \cdot \text{см} / \text{см}.$$

Участок 3, консольный. Вылет консоли 4,1 см, изгибающий момент:

$$M_3 = \frac{\sigma_b \cdot b^2}{2} = \frac{0,38 \cdot 4,1^2}{2} = 3,19 \text{ кН} \cdot \text{см} / \text{см}.$$

Требуемая толщина опорной плиты:

$$t_{nl} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{max}}{R_y \cdot \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 9,67}{24 \cdot 1,05}} = 1,52 \text{ см} < 4 \text{ см}.$$

2.6.2 База наружной ветви

Плиту проектируем таким образом, чтобы её центр тяжести совпадал с центром тяжести сечения наружной ветви. Свесы назначаем минимально допустимыми по 40 мм, толщину траверс принимаем по 14 мм. Расстояние от центра тяжести плиты до ее правого края (рисунок 6.8):

$$\begin{aligned} \frac{B_{nl}}{2} &= (b_f + t_w - z_0) + t_{mp} + c_2 = \\ &= (220 + 18 - 59) + 14 + 40 = 233 \text{ мм}. \end{aligned}$$

Отсюда размер d равен:

$$d = \frac{B_{пл}}{2} - c_2 - t_{mp} - z_0 = 233 - 40 - 14 - 59 = 120 \text{ мм.}$$

Размеры опорной плиты:

$$L_{пл} = h_{дв} + 2 \cdot c + 2 \cdot c_1 = 489 + 2 \cdot 25,5 + 2 \cdot 40 = 620 \text{ мм,}$$

$$B_{пл} = 233 \cdot 2 = 466 \text{ мм,}$$

где $c = 25,5$ мм – выступающая за полку часть стенки сечения наружной ветви (рисунок 6.5).

Принимаем $L_{пл} = 620$ мм, $B_{пл} = 470$ мм, тогда свес плиты c' на участке 3 равен:

$$c' = c_1 + c = 40 + 25,5 = 65,5 \text{ мм,}$$

а свес $c_2 = 42$ мм. Площадь плиты:

$$A = B_{пл} \cdot L_{пл} = 47 \cdot 62 = 2914 \text{ см}^2.$$

Среднее напряжение в бетоне под плитой:

$$\sigma_b = \frac{N_{в2}}{A} = \frac{2912,9}{2914} = 1,00 < R_b \cdot \xi = 0,85 \cdot 1,2 = 1,02 \text{ кН / см}^2.$$

Определяем изгибающие моменты в плите.

Участок 1, опирается на 4 канта. Размеры участка:

$$b = h_{дв} - 2 \cdot t_f = 489 - 2 \cdot 16 = 457 \text{ мм, } a = b_f = 220 \text{ мм.}$$

Соотношение сторон:

$$\frac{b}{a} = \frac{457}{220} = 2,07 > 2.$$

По таблице 6.1 коэффициент $\alpha = 0,125$. Изгибающий момент:

$$M_1 = \alpha \cdot \sigma_b \cdot a^2 = 0,125 \cdot 1,00 \cdot 22^2 = 60,5 \text{ кН} \cdot \text{см / см.}$$

Участок 2, опирается на 4 канта. Размеры участка:

$$b = 457 \text{ мм, } a = 120 \text{ мм.}$$

Соотношение сторон:

$$\frac{b}{a} = \frac{457}{120} = 3,81 > 2.$$

По таблице 6.1 коэффициент $\alpha = 0,125$. Изгибающий момент:

$$M_2 = \alpha \cdot \sigma_b \cdot a^2 = 0,125 \cdot 1,00 \cdot 12,0^2 = 18,0 \text{ кН} \cdot \text{см / см.}$$

Участок 3, опертый на 3 канта. Размеры участка:

$$b = c' = 65,5 \text{ мм}, a = d + t_w + b_f = 120 + 18 + 220 = 358 \text{ мм}.$$

Соотношение сторон:

$$\frac{b}{a} = \frac{65,5}{358} = 0,18 < 0,5.$$

В соответствии с таблицей 6.2 рассчитываем данный участок как консольный. Изгибающий момент на участке:

$$M_3 = \frac{1,00 \cdot 6,55^2}{2} = 21,5 \text{ кН} \cdot \text{см} / \text{см}.$$

Участок 4 консольный, вылет консоли 4,2 см, изгибающий момент:

$$M_4 = \frac{1,00 \cdot 4,2^2}{2} = 8,82 \text{ кН} \cdot \text{см} / \text{см}.$$

Требуемая толщина плиты:

$$t_{пл} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{max}}{R_y \cdot \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 60,5}{24 \cdot 1,05}} = 3,8 \text{ см}.$$

Так как толщина плиты превышает 20 мм, уточняем расчетное сопротивление стали (таблица В.5 [1]), $R_y = 23 \text{ кН/см}^2$. Уточняем толщину опорной плиты:

$$t_{пл} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{max}}{R_y \cdot \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 60,5}{23 \cdot 1,05}} = 3,88 \text{ см}.$$

Принимаем окончательно толщину опорных плит подкрановой и наружной ветвей одинаковой по 40 мм.

Определяем высоту траверсы из условия прочности сварного шва, крепящего траверсу к стержню колонны. Расчет ведем для наружной ветви, так как $N_{B2} > N_{B1}$. Параметры сварки принимаем такие же, как при расчете узла сопряжения верхней и нижней частей колонны. Задаемся катетом шва 10 мм, тогда $\beta_f = 0,8$, $\beta_z = 1,0$. Расчетные сопротивления шва:

$$\begin{aligned} \beta_f \cdot R_{wf} &= 0,8 \cdot 21,5 = 17,2 \text{ кН} / \text{см}^2 > \\ &> \beta_z \cdot R_{wz} &= 1,0 \cdot 16,65 = 16,65 \text{ кН} / \text{см}^2, \end{aligned}$$

таким образом, расчет ведем по металлу границы сплавления. Требуемая длина шва при их количестве 4:

$$l_w = \frac{N_{\epsilon 2}}{n_w \cdot k_f \cdot \beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c} = \frac{2912,9}{4 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 16,65 \cdot 1,05} = 41,7 \text{ см} <$$

$$< 85 \cdot \beta_f \cdot k_f = 85 \cdot 0,8 \cdot 1 = 68 \text{ см.}$$

Условие выполняется. Высота траверсы должна быть не менее:

$$h_{mp} > l_w + 1 \text{ см} = 41,7 + 1 = 42,7 \text{ см.}$$

Принимаем высоту траверсы в обеих ветвях $h_{TP} = 45 \text{ см}$.

Рассчитываем шов 2, крепящий траверсы к опорной плите. Суммарная расчетная длина шва равна:

$$l_{w2} = 2 \cdot (62 - 1) + 4 \cdot (6,55 - 1) = 144,2 \text{ см.}$$

Требуемый катет шва

$$k_f = \frac{N_{\epsilon 2}}{l_w \cdot \beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c} = \frac{2912,9}{144,2 \cdot 1 \cdot 16,65 \cdot 1,05} = 1,16 \text{ см.}$$

Принимаем катет шва 2 равным 12 мм. По таблице 38 [1] минимальный катет шва 6 мм. Оставляем катет шва 12 мм.

2.6.3 Расчет анкерных (фундаментных) болтов

Для определения растягивающих усилий в анкерных болтах рассматриваем комбинации усилий $-N_{\min}$, $\pm M_{\text{соотв}}$ в сечении 4-4. В запас прочности принимаем момент и нормальную силу в сечении 4-4 с понижающим коэффициентом $k=0,8$. Такие комбинации в соответствие с таблицей 5.5:

а) для подкрановой ветви $-N_{\min} = -284,3 \text{ кН}$, $+M_{\text{соотв}} = +529,9 \text{ кН}\cdot\text{м}$;

б) для наружной ветви $-N_{\min} = -284,3 \text{ кН}$, $-M_{\text{соотв}} = -351,4 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Соответствующие усилия в ветвях:

$$N_{\epsilon 1} = \frac{N}{h_0} \cdot y_2 + \frac{|M|}{h_0} = \frac{-284,3}{144,1} \cdot 73,93 + \frac{|+52990|}{144,1} = +513,5 \text{ кН};$$

$$N_{\epsilon 2} = \frac{N}{h_0} \cdot y_1 + \frac{|M|}{h_0} = \frac{-284,3}{144,1} \cdot 70,17 + \frac{|-35140|}{144,1} = +382,2 \text{ кН.}$$

Растягивающие усилия возникают в обеих ветвях, расчет ведем по максимальному растягивающему усилию $N_{в1} = +513,5$ кН.

По таблица Г.7 [1] принимаем фундаментные болты из стали СтЗсп2, расчётное сопротивление болтов растяжению предварительно принимаем $R_{ba} = 18$ кН/см².

Расчёт на прочность анкерных болтов ведём по [5]. Принимаем болты с отгибом, глубина заделки $25d=25 \cdot 36=900$ мм. Требуемая площадь болта по [5]:

$$A_{mp} = \frac{k_0 \cdot N_{e1}}{4 \cdot R_{ba}} = \frac{1,35 \cdot 513,5}{4 \cdot 18} = 9,63 \text{ см}^2,$$

где $k_0=1,35$ – по приложению 2 [5] при действии динамических нагрузок.

Требуется болты диаметром $d = 42$ мм, $A_{bn} = 11,2$ см², что больше требуемой площади. При действии динамических нагрузок проверяем болты на выносливость по формуле:

$$\begin{aligned} A_{mp} &= \frac{1,8 \cdot \chi \cdot \mu \cdot N_{e1}}{4 \cdot \alpha \cdot R_{ba}} = \frac{1,8 \cdot 0,4 \cdot 1,6 \cdot 513,5}{4 \cdot 1 \cdot 18} = \\ &= 8,21 \text{ см}^2 < A_{bn} = 11,2 \text{ см}^2, \end{aligned}$$

где $\chi=0,4$ – по таблице 1 приложения 2 [5]; $\mu=1,6$ – по таблице 2 приложения 2 [5]; $\alpha=1$ по таблице 1 приложения 3 [5] при количестве циклов загрузки динамической нагрузкой $n=5 \cdot 10^6$.

Фактическая площадь болта больше требуемой из условия выносливости.

Все болты должны быть затянуты на величину предварительной затяжки F , которая принимается для динамических нагрузок $1,1P$, где P – расчетная нагрузка, действующая на болты:

$$F = 1,1 \cdot N_{e1} = 1,1 \cdot 513,5 = 564,9 \text{ кН}.$$

Сдвигающую силу Q , действующую в плоскости изгибающего момента, для сквозных стальных колонн, имеющих отдельные опорные плиты под ветви колонны, допускается воспринимать силой трения под сжатой ветвью колонны, удовлетворяющей условию:

$$Q_{max} \leq f \cdot N_e$$

где $Q_{max}=397,8$ кН – максимальная поперечная сила, определённая при расчёте решётки нижней части колонны при комбинации усилий 1, 2(0,9), 3,4(+); $f=0,25$ – коэффициент трения по приложению 2 [5]; N_e – максимальное усилие в ветви 1 или ветви 2 при комбинации усилий, при которой определяется Q_{max} :

$$M_{\text{соотв}} = +1382,7 \text{ кН}\cdot\text{м}, N_{\text{соотв}} = -3580,5 \text{ кН}.$$

При этой комбинации догружается наружная ветвь и усилие в ветви 2:

$$N_{e2} = -3580,5 \cdot \frac{70,17}{144,1} - \frac{138270}{144,1} = -2703,0 \text{ кН}.$$

Проверяем условие:

$$Q_{\text{max}} = 397,8 \text{ кН} \leq f \cdot N_{e2} = 0,25 \cdot 2703,0 = 675,8 \text{ кН}.$$

Условие выполняется, следовательно поперечная сила воспринимается силами трения при затяжке анкерных болтов.

3 РАСЧЕТ ПОДКРАНОВОЙ КОНСТРУКЦИИ

3.1 Общие положения по конструированию и расчету подкрановых конструкций

Подкрановые балки, работая в составе каркаса, воспринимают воздействия от различного подъемно-транспортного оборудования. Основным видом такого оборудования являются мостовые краны.

При проектировании подкрановых балок в первую очередь необходимо учитывать эксплуатационные требования и экономические факторы. Расчет подкрановой балки состоит из определения расчетных нагрузок на балку, расчетных усилий, компоновки сечения подкрановой и тормозной балки, проверки напряжений и жесткости балки. Ребра жесткости расставляются в соответствии с [1], проверяется местная устойчивость элементов, а также рассчитываются поясные швы и опорная часть балки.

3.1.1 Характеристика подкрановых конструкций

Подкрановые конструкции под мостовые опорные краны состоят из подкрановых балок или ферм, воспринимающих вертикальную нагрузку; тормозных балок (ферм), воспринимающих горизонтальную нагрузку; узлов крепления подкрановых конструкций, передающих крановые воздействия на колонны; а также крановых рельсов с элементами их крепления и упоров (рисунок 7.1).

Основной тип несущих элементов подкрановых конструкций – подкрановые балки, которые имеют различную конструктивную форму. Наиболее часто применяются сплошные разрезные подкрановые балки (рисунок 7.2,а).

При кранах небольшой грузоподъемности ($Q < 300$ кН) и больших шагах колонн целесообразны решетчатые подкрановые балки с жестким верхним поясом (рисунок 7.2,б), однако такие конструкции более трудоемки в изготовлении и монтаже, а также менее долговечны при кранах особых режимов работы.

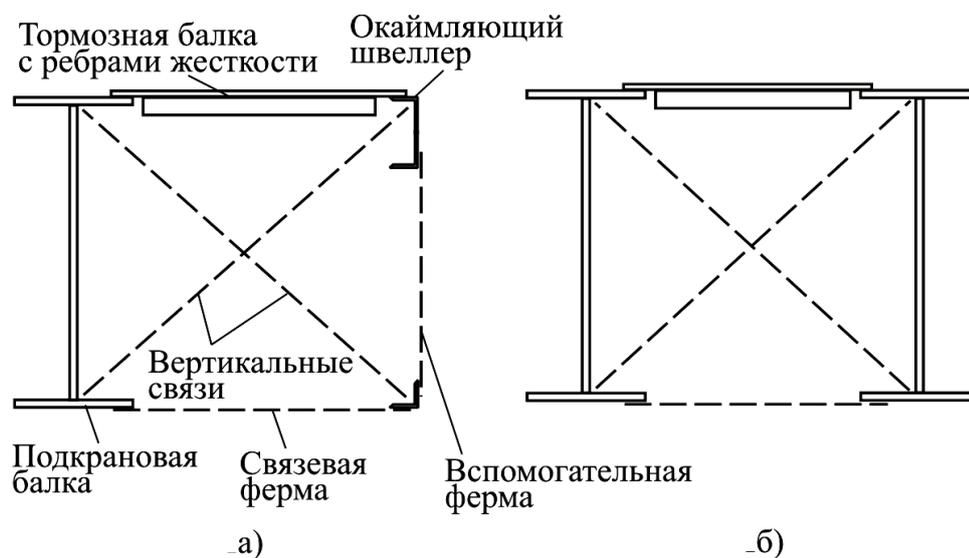


Рисунок 3.1 – Сплошные подкрановые балки:

а – по крайним рядам; б – по средним рядам

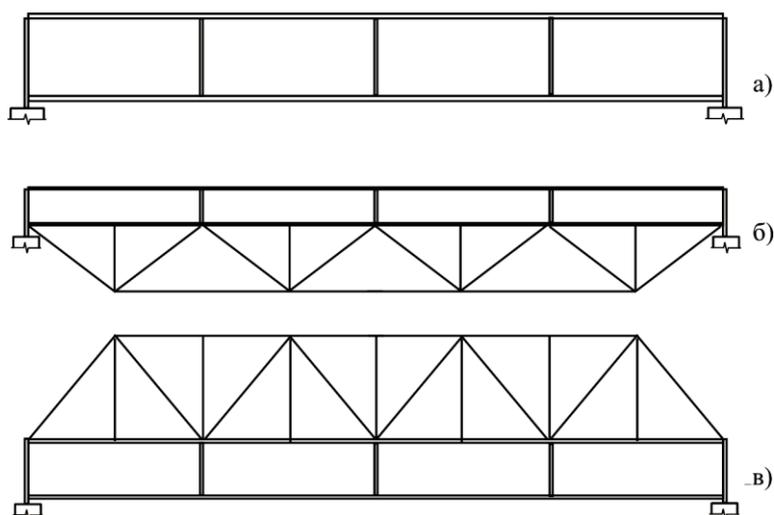


Рисунок 3.2 – Типы подкрановых балок:

а – сплошные балки; б – решетчатые балки с жестким верхним поясом; в – подкраново-подстропильные фермы

При больших пролетах (шаг колонн 24 и более метров) и кранах большой грузоподъемности применяются подкраново-подстропильные фермы, объединяющие в себе подкрановую балку и подстропильную ферму (рисунок 7.2,в). Однако такие фермы сложны в изготовлении и монтаже.

3.1.2 Нагрузки на подкрановые балки

Нагрузки от крана передаются на подкрановую балку через колеса (катки) крана. В зависимости от грузоподъемности крана, с каждой стороны моста могут быть 2, 4 или 8 катков. Подкрановые балки рассчитываются, как правило, на нагрузки от двух сближенных кранов наибольшей грузоподъемности с тележками, приближенными к одному из рядов колонн, то есть в том положении, при котором на подкрановую балку действуют наибольшие вертикальные силы. Одновременно к балке прикладываются максимальные горизонтальные усилия.

Расчетные значения вертикальных и горизонтальных сил определяются по формулам:

$$F_{\kappa} = k \cdot \gamma_f \cdot \psi \cdot F_{\kappa}^H \cdot \gamma_n; \quad T_{\kappa} = k \cdot \gamma_f \cdot \psi \cdot T_{\kappa}^H \cdot \gamma_n,$$

где $k = 1,2$ – коэффициенты динамичности [3]; γ_f – коэффициент надежности по нагрузке для крановой нагрузки, принимается $\gamma_f = 1,2$ [3]; F_{κ}^H – максимальное вертикальное нормативное давление колеса крана (принимается по приложению 3); ψ – коэффициент сочетания нагрузок, равный 0,85 при режимах работы крана 1К...6К и равный 0,95 при режимах работы крана 7К и 8К [3]; T_{κ}^H – горизонтальная нормативная нагрузка на колесе крана, которая определяется следующим образом:

– для кранов с гибким подвесом груза:

$$T_{\kappa}^H = 0,05 \cdot \frac{Q + G_m}{n_0};$$

– для кранов с жёстким подвесом груза:

$$T_{\kappa}^H = 0,1 \cdot F_{\kappa}^H,$$

где Q и G_m – соответственно грузоподъемность крана и вес тележки; n_0 – количество катков крана на одном рельсовом пути.

Проверку жесткости подкрановых балок выполняют на нагрузку от одного крана с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,0$ и без учета коэффициента динамичности.

Собственный вес подкрановых конструкций и временную нагрузку на тормозной балке допускается учитывать умножением расчетных

усилий от вертикальной крановой нагрузки на коэффициент α , равный: для балок пролетом 6 м – 1,03; 12 м – 1,05; 18 м – 1,08.

3.1.3 Конструктивные решения сплошных подкрановых конструкций

Типы сечений подкрановых балок зависят от нагрузки, пролета и режима работы кранов (рисунок 7.3). При пролетах 6 м и кранах грузоподъемностью до 50 кН обычного режима работы применяют, как правило, прокатные двутавры, усиленные для восприятия горизонтальных сил листом или уголками.

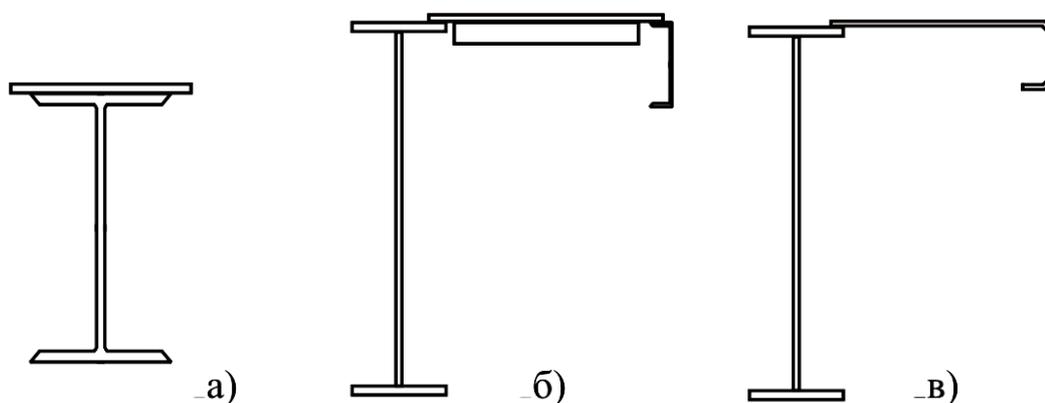


Рисунок 3.3 – Типы сечений подкрановых балок: а – прокатный двутавр с усиленным верхним поясом; б – составной двутавр с тормозным листом и окаймляющим швеллером; в – составной двутавр с гнутым тормозным листом

Для больших пролетов и кранов грузоподъемностью более 50 кН применяют сварные двутавровые балки с горизонтальной тормозной конструкцией. Применение балок на высокопрочных болтах можно рекомендовать при замене ослабленных заклепок и усилении клепаных балок в действующих цехах.

При пролетах более 6 м для восприятия горизонтальных сил устраивают специальные тормозные конструкции – тормозные балки или фермы. Фермы экономичнее по расходу стали, но значительно более трудоемки, поэтому обычно применяют тормозные балки со стен-

кой из рифленого листа толщиной 6...8 мм. Применяются также тормозные балки из гнутого листа. Листы тормозных балок приваривают к поясам сплошным швом с подваркой с нижней стороны. Для обеспечения местной устойчивости и предотвращения случайных прогибов тормозные листы снизу укрепляют ребрами жесткости из листов сечением 65×6 мм, шаг ребер принимается 1,5...2 м.

3.2 Расчет подкрановых балок

Расчет подкрановых балок во многом аналогичен расчету обычных балок. Однако подвижная нагрузка, вызывающая большие местные напряжения под катками крана, воздействие не только вертикальных, но и горизонтальных сил, динамичность нагрузки и многократность ее приложения приводят к ряду особенностей расчета подкрановых балок.

3.2.1 Расчетные усилия на подкрановую балку

Наибольшие изгибающие моменты и перерезывающие силы в подкрановых балках находят от двух сближенных кранов наибольшей грузоподъемности. Для определения наибольшего изгибающего момента один из кранов устанавливают крайним катком в середину пролета балки, а второй кран располагают вплотную к нему (рисунок 7.4,а).

По линии влияния моментов, построенной для середины пролета, определяют ординаты y_i и находят максимальный изгибающий момент M_x от вертикальной и M_y от горизонтальной нагрузки по формулам:

$$M_x = \alpha \cdot (F_k \cdot y_1 + F_k \cdot y_2 + \dots + F_k \cdot y_i);$$

$$M_y = (T_k \cdot y_1 + T_k \cdot y_2 + \dots + T_k \cdot y_i),$$

где α – коэффициент, учитывающий собственный вес подкрановых конструкций и временной нагрузки на тормозной площадке; F_k, T_k – определяются по вышеприведенным формулам; y_1, y_2, \dots, y_i – ординаты линии влияния моментов.

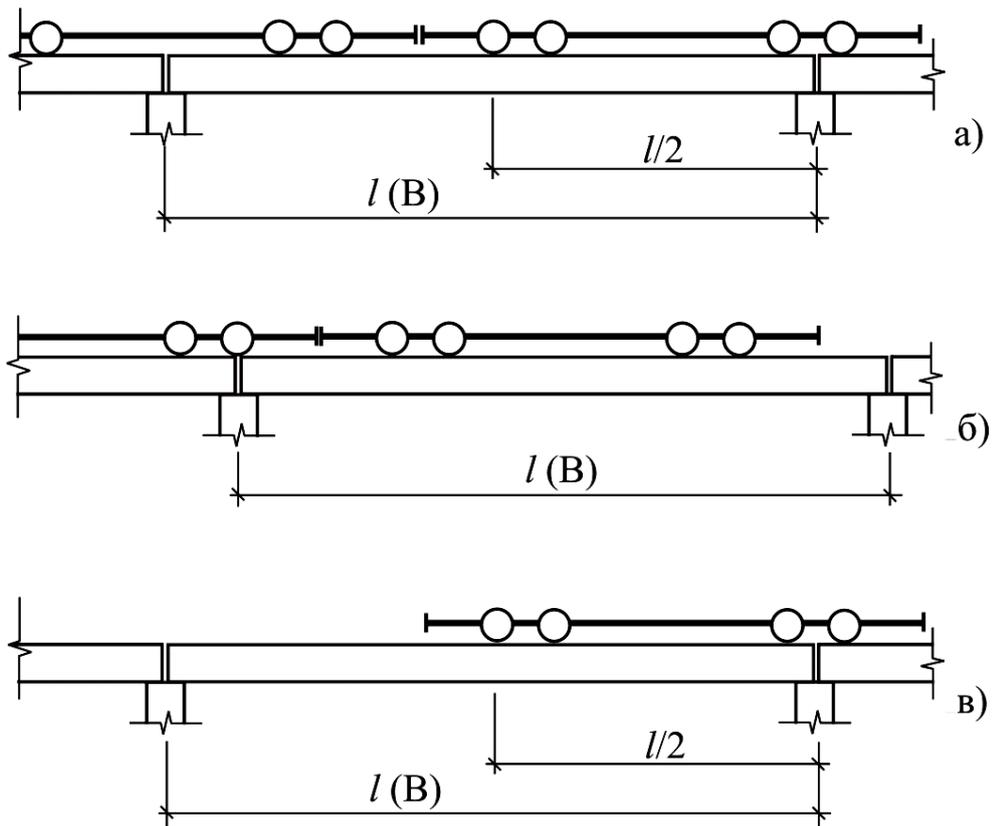


Рисунок 3.4 – Схемы расстановки мостовых кранов:

а – при определении расчетного изгибающего момента; б – при определении расчетной перерезывающей силы; в – при определении прогиба балки

Расположение кранов для определения максимальных перерезывающих сил показано на рисунке 7.4,б, после чего строится линия влияния опорной реакции, и определяются максимальные перерезывающие силы Q_x и Q_y по формулам:

$$Q_x = \alpha \cdot (F_k \cdot y_1 + F_k \cdot y_2 + \dots + F_k \cdot y_i);$$

$$Q_y = (T_k \cdot y_1 + T_k \cdot y_2 + \dots + T_k \cdot y_i),$$

где y_1, y_2, \dots, y_i – ординаты линии влияния опорной реакции.

При определении прогибов балок в пролете оставляют один кран и располагают его крайний каток в середине пролета (рисунок 7.4,в).

3.2.2 Подбор сечения балки

Подкрановая балка принимается симметричного двутаврового сечения с тормозной конструкцией в виде листа из рифленой стали $t = 6$ мм и швеллером № 36 (при наличии промежуточной стойки фахверка и крепления к ней тормозной конструкции, а также при шаге рам 6 м можно принять швеллер № 16 или №18). Сечение подкрановой конструкции показано на рисунке 7.5.

Из условия общей прочности определяют требуемый момент сопротивления по формуле:

$$W_{x,mp} = \frac{M_x \cdot \beta}{R_y},$$

где β – коэффициент, учитывающий влияние горизонтальной нагрузки, определяется по формуле:

$$\beta = 1 + 2 \cdot \frac{M_y \cdot h_n}{M_x \cdot h_T};$$

h – высота подкрановой балки, принимаемая из раздела компоновки рамы промздания; h_T – ширина тормозной площадки, принимается равной высоте сечения нижней части колонны h_n .

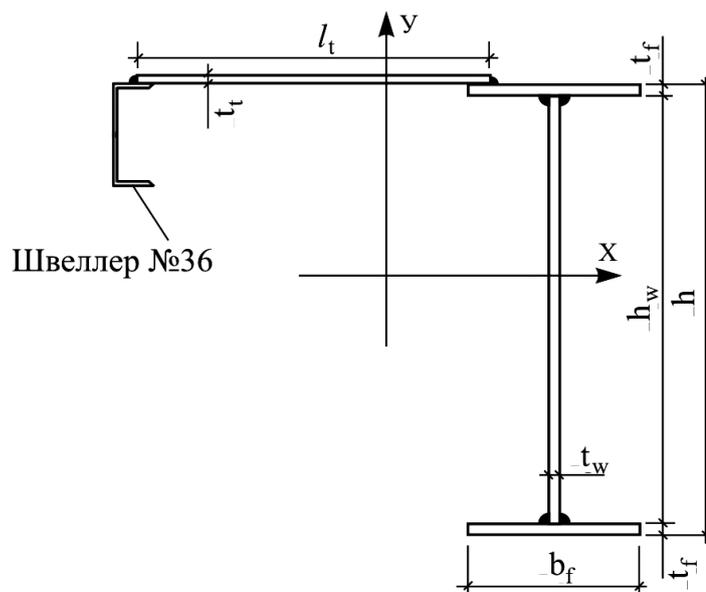


Рисунок 3.5 – Сечение подкрановой конструкции

При определении минимальной высоты балки необходимо учитывать, что жесткость подкрановых балок проверяется на нагрузку от одного крана. По рисунку 7.4, в соответствии с формулой определяем момент M_n , оставляя один кран, крайний каток которого расположен в середине пролета, при этом коэффициент надежности по нагрузке принимаем $\gamma_f = 1,0$. Минимальная высота балки из условия жесткости:

$$h_{min} = \frac{5 \cdot R_y \cdot l}{24 \cdot \beta \cdot E} \cdot \left(\frac{l}{f_u} \right) \cdot \frac{M_n}{M_x},$$

где l – пролет балки; $E = 20600 \text{ кН/см}^2$ – модуль упругости стали; f_u / l – максимально допустимый относительный прогиб конструкции, равный для подкрановых балок: при режиме работы крана 1К...6К – 1/400, 7К – 1/500, 8К – 1/600.

Задаются толщиной полки $t_f = 20...30 \text{ мм}$, после чего находят высоту стенки по формуле:

$$h_w = h - 2 \cdot t_f.$$

Толщину стенки подбирают из двух условий:

а) из условия прочности стенки на срез:

$$t_w = 1,5 \cdot \frac{Q_x}{h_w \cdot R_s},$$

где R_s – расчетное сопротивление стали на срез; h_w – высота стенки;

б) из условия местной устойчивости стенки:

$$t_w = \frac{h_w}{5,5} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}.$$

Толщину стенки принимают по сортаменту. Размеры поясных листов определяют по формулам:

$$I_{xmp} = \frac{W_{xmp} \cdot h}{2}, \quad I_w = \frac{h_w^3 \cdot t_w}{12}, \quad A_{fmp} = \frac{2 \cdot (J_{xmp} - J_w)}{\left(\frac{h_w + t_f}{2} \right)^2}.$$

По требуемой площади в соответствии с сортаментом подбирают размеры поясных листов подкрановой балки b_f и t_f . Проверяют устойчивость сжатого пояса по формуле:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

По полученным данным komponуют сечение подкрановой и тормозной балки.

3.2.3 Проверка прочности принятого сечения

Находится центр тяжести сечения и определяются геометрические характеристики принятого сечения относительно осей X и Y. Проверяют нормальные напряжения в верхнем поясе. Прочность стенки не проверяют, если ее толщина принята больше определенной из условия прочности. Жесткость балки также не проверяется, если принятая высота больше h_{min} . Проверяются прочность стенки балки от действия местных напряжений под катком крана.

Расставляются двусторонние ребра жесткости из условия, что расстояние между ними не должно превышать $2h_w$ и проверяется местная устойчивость стенки. Далее проводится проверка поясных швов и рассчитывается опорная часть балки.

3.3 ПРИМЕР 7. Расчет подкрановой балки

3.3.1 Исходные данные

Требуется рассчитать подкрановую балку пролетом 12 м под 2 крана грузоподъемностью 1250/200 кН. Режим работы – 8К. Пролет здания – 30 м. Материал – сталь класса С255. Расчетное сопротивление стали: $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ (при толщине проката t от 10 до 20 мм), $R_y = 23 \text{ кН/см}^2$ (при толщине проката t свыше 20 до 40 мм); соответствующие сопротивления сдвигу:

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

$$R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 23 = 13,34 \text{ кН / см}^2.$$

Значение коэффициента условия работы подкрановых балок в соответствии с таблицей 1 [1] $\gamma_c = 1$ и в дальнейшем при написании формул опускается.

3.3.2 Определение нагрузок на подкрановую конструкцию

По справочным данным на краны (приложение 3), наибольшее вертикальное давление на катки (колеса) крана $F_{к1}^H = 520$ кН и $F_{к2}^H = 550$ кН; вес тележки $G_T = 430$ кН, тип кранового рельса КР-120.

Для кранов режима работы 8К с гибким подвесом груза поперечное горизонтальное усилие на катке, вызываемое торможением тележки, при расчете подкрановых балок:

$$T_k^H = 0,05 \cdot \frac{Q + G_m}{n_0} = 0,05 \cdot \frac{1250 + 430}{4} = 21 \text{ кН}.$$

В соответствии с п. 9.5 [3] при кранах режимов работы 7К и 8К необходимо учитывать горизонтальную нагрузку, вызываемую перекосами мостовых кранов и непараллельностью крановых путей. Боковая сила равна:

$$T_{к1}^H = 0,2 \cdot F_{к1}^H = 0,2 \cdot 520 = 104 \text{ кН};$$

$$T_{к2}^H = 0,2 \cdot F_{к2}^H = 0,2 \cdot 550 = 110 \text{ кН};$$

Расчетные усилия на катке крана:

а) вертикальные нагрузки:

$$F_{к1} = k \cdot \gamma_f \cdot \psi \cdot F_{к1}^H \cdot \gamma_n = 1,2 \cdot 1,2 \cdot 0,95 \cdot 520 \cdot 0,95 = 675,8 \text{ кН};$$

$$F_{к2} = k \cdot \gamma_f \cdot \psi \cdot F_{к2}^H \cdot \gamma_n = 1,2 \cdot 1,2 \cdot 0,95 \cdot 550 \cdot 0,95 = 714,8 \text{ кН}.$$

б) горизонтальная нагрузка:

– от торможения тележки:

$$T_k = k \cdot \gamma_f \cdot \psi \cdot T_k^H \cdot \gamma_n = 1,2 \cdot 1,2 \cdot 0,95 \cdot 21 \cdot 0,95 = 27,3 \text{ кН};$$

– боковая сила от перекоса мостовых кранов и непараллельности крановых путей:

$$T_{к1} = k \cdot \gamma_f \cdot \psi \cdot T_{к1}^H \cdot \gamma_n = 1,2 \cdot 1,2 \cdot 0,95 \cdot 104 \cdot 0,95 = 135,2 \text{ кН};$$

$$T_{к2} = k \cdot \gamma_f \cdot \psi \cdot T_{к2}^H \cdot \gamma_n = 1,2 \cdot 1,2 \cdot 0,95 \cdot 110 \cdot 0,95 = 143,0 \text{ кН}.$$

Так как боковая сила значительно больше горизонтальной силы от торможения тележки, в расчёт принимаем боковую силу.

Определяем расчетные усилия на подкрановую балку. Устанавливаем краны в невыгоднейшее положение (рисунок 7.6). Расчётный момент от вертикальной нагрузки:

$$\begin{aligned} M_y &= \alpha \cdot [F_{к1} \cdot (y_1 + y_2 + y_5) + F_{к2} \cdot (y_3 + y_4)] = \\ &= 1,05 \cdot [675,8 \cdot (1,025 + 1,425 + 0,300)] + \\ &+ 714,8 \cdot (3,000 + 2,600)] = 6154,4 \text{ кН} \cdot \text{м}, \end{aligned}$$

α – коэффициент, учитывающий собственный вес подкрановой конструкции и временной нагрузки на тормозную площадку, равен 1,05 при пролете балки 12 м.

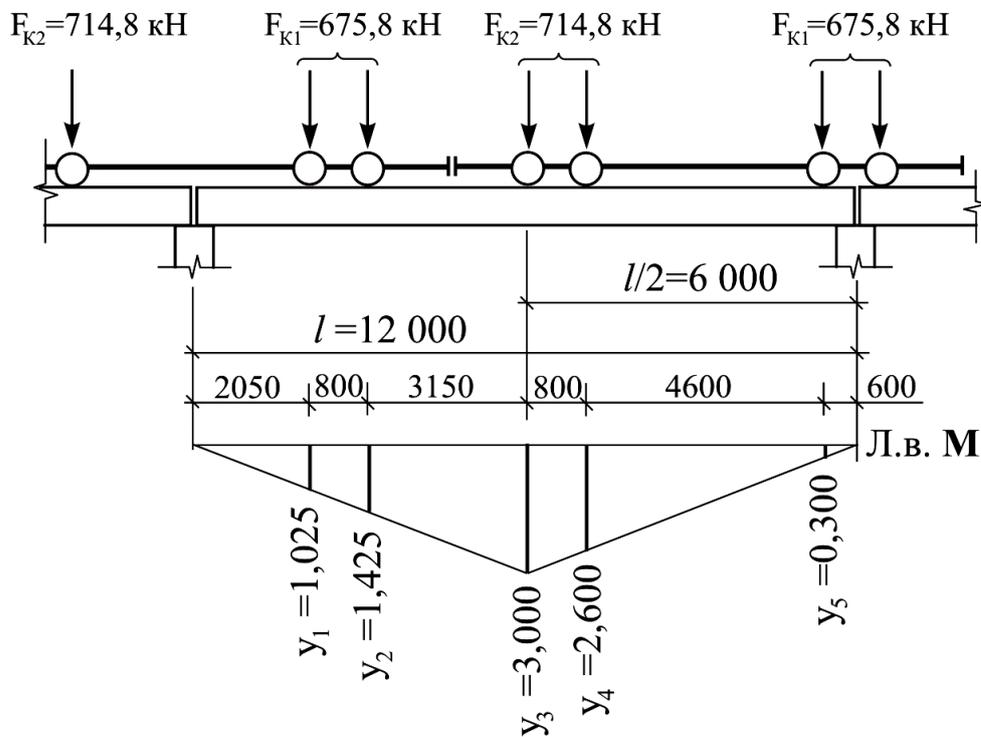


Рисунок 3.6 – К определению расчетных изгибающих моментов в подкрановой балке

Расчетный момент от горизонтальной нагрузки:

$$\begin{aligned}
 M_y &= T_{\kappa 1} \cdot (y_1 + y_2 + y_5) + T_{\kappa 2} \cdot (y_3 + y_4) = \\
 &= 135,2 \cdot (1,025 + 1,425 + 0,300) + \\
 &+ 143,0 \cdot (3,000 + 2,600) = 1172,6 \text{ кН} \cdot \text{м},
 \end{aligned}$$

здесь ординаты y_i принимаются по линии влияния моментов.

Для определения максимальных поперечных сил устанавливаем краны в невыгоднейшее положение (рисунок 7.7).

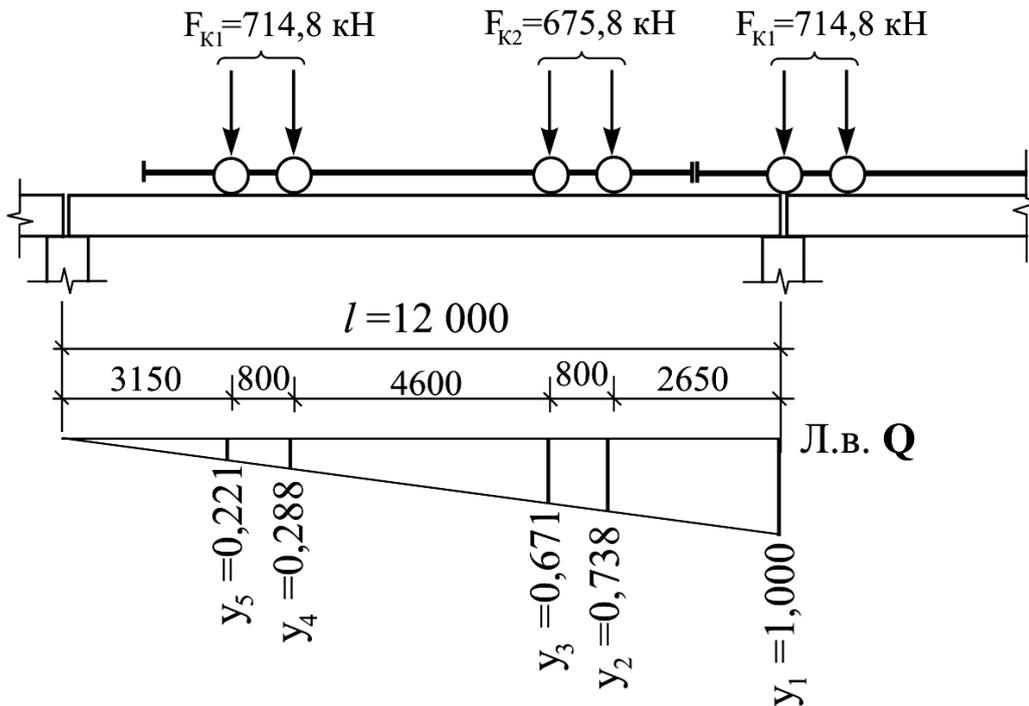


Рисунок 3.7 – К определению расчетных поперечных сил в подкрановой балке

Расчетные значения вертикальной и горизонтальной поперечных сил:

$$\begin{aligned}
 Q_x &= \alpha \cdot [F_{\kappa 2} \cdot (y_1 + y_4 + y_5) + F_{\kappa 1} \cdot (y_2 + y_3)] = \\
 &= 1,05 \cdot [714,8 \cdot (1,000 + 0,288 + 0,221) + \\
 &+ 675,8 \cdot (0,738 + 0,671)] = 2132,4 \text{ кН};
 \end{aligned}$$

$$Q_y = T_{\kappa 2} \cdot (y_1 + y_4 + y_5) + T_{\kappa 1} \cdot (y_2 + y_3) =$$

$$= 143,0 \cdot (1,000 + 0,288 + 0,221) + \\ + 135,2 \cdot (0,738 + 0,671) = 406,3 \text{ кН},$$

здесь ординаты y_i принимаются по линии влияния поперечных сил.

3.3.3 Подбор сечения балки

Принимаем подкрановую балку симметричного сечения с тормозной конструкцией в виде листа из рифленой стали толщиной $t_t = 6$ мм и окаймляющего швеллера № 36. Значение коэффициента β определяем по формуле:

$$\beta = 1 + 2 \cdot \frac{M_y \cdot h}{M_x \cdot h_T} = 1 + 2 \cdot \frac{1172,6 \cdot 1,80}{6154,4 \cdot 1,5} = 1,457,$$

где $h = 1,80$ м – высота подкрановой балки, принимается из раздела компоновки поперечной рамы (пример 5); $h_T = 1500$ мм – ширина тормозной площадки, предварительно принимается равной высоте сечения нижней части колонны h_H (пример 6).

Определяем требуемый момент сопротивления балки:

$$W_{xmp} = \frac{M_x \cdot \beta}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{615440 \cdot 1,457}{23 \cdot 1} = 38987 \text{ см}^3.$$

Значение коэффициента условия работы подкрановых балок в соответствии с таблицей 1 [1] $\gamma_c = 1$ и в дальнейшем при написании формул опускается.

Минимальная высота балки из условия достаточной жесткости:

$$h_{min} = \frac{5 \cdot R_y \cdot l}{24 \cdot \beta \cdot E} \cdot \left[\frac{l}{f_u} \right] \cdot \frac{M_H}{M_x} = \\ = \frac{5 \cdot 23 \cdot 1200}{24 \cdot 1,457 \cdot 20600} \cdot [600] \cdot \frac{3227,9}{6154,4} = 60,3 \text{ см},$$

где M_H – момент от загрузки балки одним краном; $[l / f_u]$ – величина, обратная относительно предельному прогибу балки, для режима работы 8К составляет 600 по таблице Е.1 приложения Е [3].

Значение M_H определяем нормативным значениям F_k^H по линии влияния моментов, оставляя один кран, крайний каток которого расположен в середине пролета (рисунок 7.8):

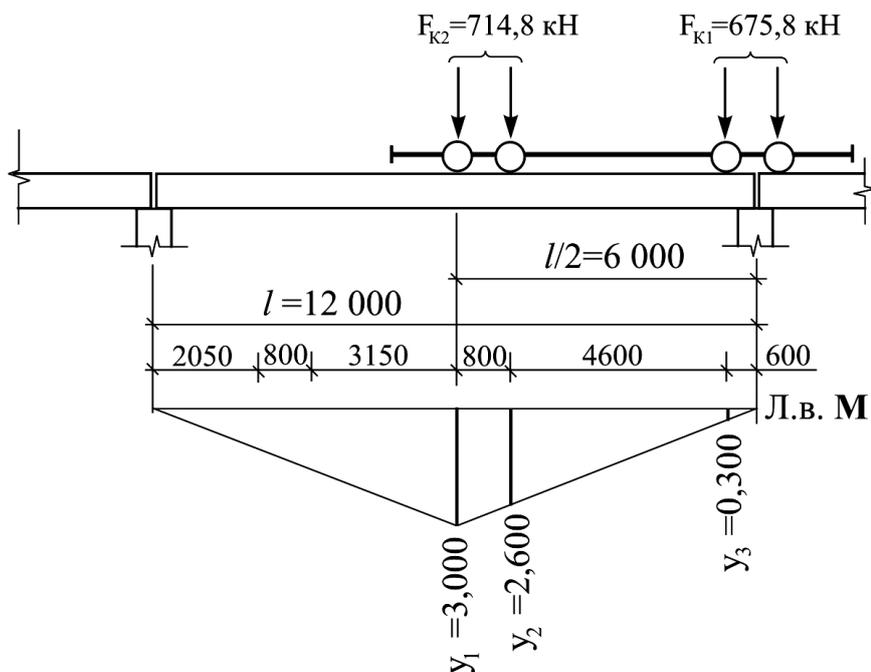


Рисунок 3.8 – К определению расчетного момента M_H в подкрановой балке

$$M_H = \alpha \cdot [F_{k2}^H \cdot (y_1 + y_2) + F_{k1}^H \cdot y_3] \cdot \gamma_n =$$

$$= 1,05 \cdot [550 \cdot (3,0 + 2,6) + 520 \cdot 0,30] \cdot 0,95 = 3227,9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Компонуем сечение балки. Принимаем окончательно высоту балки $h = 1860 \text{ мм} > h_{\min}$. Предварительно задаемся толщиной поясов $t_f = 40 \text{ мм}$ и определяем высоту стенки:

$$h_w = h - 2 \cdot t_f = 1880 - 2 \cdot 40 = 1800 \text{ мм}.$$

Толщину стенки определяем из двух условий:

а) из условия среза стенки:

$$t_w \geq 1,5 \cdot \frac{Q_x}{h_w \cdot R_s} = 1,5 \cdot \frac{2132,4}{180 \cdot 13,34} = 1,33 \text{ см};$$

б) из условия местной устойчивости:

$$t_w \geq \frac{h_w}{5,5} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{180}{5,5} \cdot \sqrt{\frac{23}{20600}} = 1,09 \text{ см}.$$

Принимаем по сортаменту толщину стенки $t_w = 14 \text{ мм}$. Определяем размеры поясных листов:

$$I_{xmp} = \frac{W_{xmp} \cdot h}{2} = \frac{38987 \cdot 188}{2} = 3664778 \text{ см}^4;$$

$$I_w = \frac{h_w^3 \cdot t_w}{12} = \frac{180^3 \cdot 1,4}{12} = 680400 \text{ см}^4;$$

$$A_{fmp} = \frac{(I_{xmp} - I_w)}{2 \cdot \left(\frac{h_0}{2}\right)^2} = \frac{(3664778 - 680400)}{2 \cdot \left(\frac{184}{2}\right)^2} = 178,1 \text{ см}^2,$$

где $h_0 = h - t_f = 188 - 4 = 184$ см – расстояние между центрами тяжести поясных листов.

Требуемая ширина пояса:

$$b_f = \frac{A_{fmp}}{t_f} = \frac{178,1}{4} = 44,5 \text{ см}.$$

Принимаем ширину пояса $b_f = 45$ см по сортаменту на широкополосную универсальную листовую сталь. Площадь пояса:

$$A_f = b_f \cdot t_f = 45 \cdot 4 = 180 \text{ см}^2 > A_{fmp}.$$

Тормозной лист принимаем из рифленой стали $t_t = 6$ мм, при этом ширина тормозного листа l_t (рисунок 7.9) при нахлесте на верхний пояс балки и на полку швеллера по 40 мм равна:

$$\begin{aligned} l_t &= h_n - t_f - b_{шв} - \frac{b_f}{2} + 2 \cdot 40 \text{ мм} = \\ &= 1500 - 18 - 110 - \frac{450}{2} + 80 = 1227 \text{ мм}, \end{aligned}$$

где $t_f = 18$ мм – толщина пояса сечения верхней части колонны из примера 6; $b_{шв} = 110$ мм – ширина полки швеллера №36.

3.3.4 Проверка прочности сечения

Определяем геометрические характеристики принятого сечения (рисунок 7.9) относительно оси x :

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

$$= \frac{1,4 \cdot 180^3}{12} + 2 \cdot \frac{45 \cdot 4^3}{12} + 2 \cdot 4 \cdot 45 \cdot \left(\frac{188 - 4}{2} \right)^2 = 3727920 \text{ см}^4;$$

$$W_x^A = \frac{2 \cdot J_x}{h} = \frac{2 \cdot 3727920}{188} = 39658,7 \text{ см}^3.$$

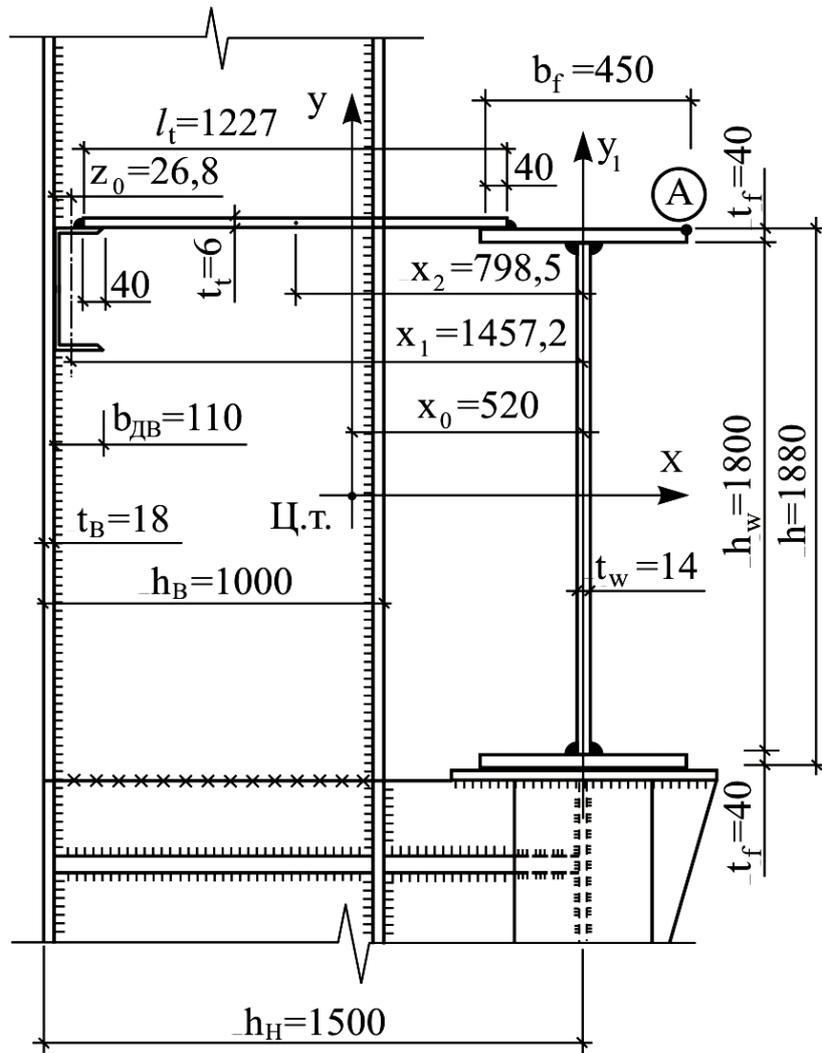


Рисунок 3.9 – Сечение подкрановой конструкции
(проход в верхней части колонны не показан)

Определяем геометрические характеристики тормозной балки относительно оси y . В состав тормозной балки входят верхний пояс подкрановой балки, тормозной лист и окаймляющий швеллер. Расстояние

от оси подкрановой балки до центра тяжести сечения тормозной балки (от оси y_1 до оси y):

$$x_0 = \frac{S_{y1}}{A} = \frac{l_t \cdot t_t \cdot x_2 + A_{шв} \cdot x_1}{l_t \cdot t_t + A_{шв} + A_f} =$$

$$= \frac{122,7 \cdot 0,6 \cdot \left(\frac{45}{2} - 4 + \frac{122,7}{2} \right) + 53,4 \cdot (150 - 1,8 - 2,68)}{122,7 \cdot 0,6 + 53,4 + 45 \cdot 4} = 44,46 \text{ см},$$

где S_{y1} – статический момент сечения относительно оси y_1 .

Момент инерции:

$$I_y = \frac{b_f^3 \cdot t_f}{12} + b_f \cdot t_f \cdot x_0^2 + \frac{t_t \cdot l_t^3}{12} + t_t \cdot l_t \cdot (x_2 - x_0)^2 +$$

$$+ I_{yшв} + A_{шв} \cdot (x_1 - x_0)^2 = \frac{45^3 \cdot 4}{12} + 45 \cdot 4 \cdot 44,46^2 +$$

$$\frac{0,6 \cdot 122,7^3}{12} + 0,6 \cdot 122,7 \cdot (79,85 - 44,46)^2 + 513 +$$

$$+ 53,4 \cdot (145,34 - 44,46)^2 = 1116643 \text{ см}^4,$$

где x_2 – расстояние от оси y_1 до центра тяжести тормозного листа:

$$x_2 = \frac{b_f}{2} - 4 \text{ см} + \frac{l_t}{2} = \frac{45}{2} - 4 + \frac{122,7}{2} = 79,85 \text{ см};$$

x_1 – расстояние от оси y_1 до центра тяжести окаймляющего швеллера:

$$x_1 = h_n - t_e - z_0 = 150 - 1,8 - 2,68 = 145,52 \text{ см},$$

$z_0 = 2,68$ см – расстояние от края стенки до центра тяжести швеллера №36.

Момент сопротивления тормозной балки относительно точки А:

$$W_y = \frac{I_y}{\left(x_0 + \frac{b_f}{2} \right)} = \frac{1116643}{\left(44,46 + \frac{45}{2} \right)} = 16676,9 \text{ см}^3.$$

Проверяем прочность подкрановой балки:

$$\frac{M_x}{W_x \cdot R_y} + \frac{M_y}{W_y \cdot R_y} = \frac{615440}{39658,7 \cdot 23} + \frac{117260}{16676,9 \cdot 23} = 0,980 < 1.$$

Запас прочности составляет 2%, что свидетельствует о рационально подобранном сечении.

Прочность стенки на действие касательных напряжений обеспечена, так как принятая толщина стенки больше определенной из условия среза. Прогибы балки проверять не следует, так как принятая высота балки больше h_{\min} .

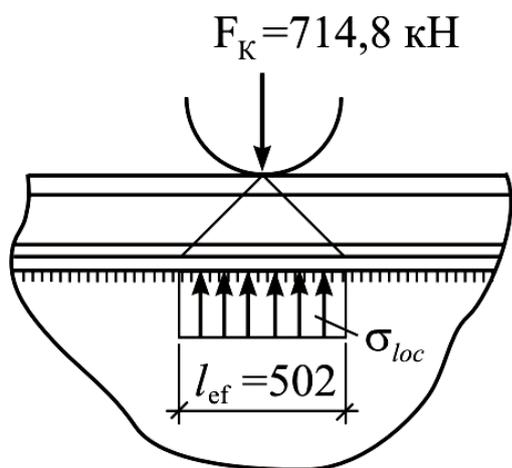


Рисунок 3.10 – Местные напряжения в стенке балки

Определяем местные напряжения (рисунок 7.10) под катком крана в соответствии с п. 8.2.2 [1]:

$$\begin{aligned} \sigma_{loc} &= \frac{\gamma_f \cdot F_k}{t_w \cdot l_{ef}} = \frac{1,7 \cdot 714,8}{1,4 \cdot 50,2} = \\ &= 17,3 \text{ кН / см}^2, \end{aligned}$$

где $\gamma_f = 1,7$ по п. 9.9 [3] для кранов режима работы 8К при гибком подвесе груза; l_{ef} – расчетная длина распределения местных напряжений:

$$l_{ef} = c \cdot \sqrt[3]{\frac{I_{f1}}{t_w}} = 3,25 \cdot \sqrt[3]{\frac{5163,2}{1,4}} = 50,2 \text{ см};$$

где I_{f1} – суммарный момент инерции кранового рельса и верхнего пояса балки:

$$I_{f1} = 4923,23 + \frac{45 \cdot 4^3}{12} = 5163,2 \text{ см}^4;$$

где 4923,23 см^4 – момент инерции кранового рельса КР-120; $c=3,25$ – коэффициент податливости сопряжения пояса и стенки для сварных балок.

Проверяем прочность стенки балки на действие местных напряжений:

$$\frac{\gamma_f \cdot F_k}{t_w \cdot l_{ef} \cdot R_y} = \frac{1,7 \cdot 714,8}{1,4 \cdot 50,2 \cdot 23} = 0,75 < 1.$$

Прочность стенки от действия местных напряжений обеспечена.

3.3.5 Проверка местной устойчивости сжатого пояса и стенки

Проверка местной устойчивости сжатого пояса балки. Проверяем местную устойчивость пояса в соответствии с п. 8.5.18 [1]. Для двутавровых сечений с неокаймленным поясом для балок 1-го класса (при работе в упругой стадии) фактическая гибкость свеса пояса составляет:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}} = \frac{21,8}{4} \sqrt{\frac{23}{20600}} = 0,18,$$

где b_{ef} – свес пояса:

$$b_{ef} = \frac{b_f - t_w}{2} = \frac{45 - 1,4}{2} = 21,8 \text{ см.}$$

Предельное значение гибкости свеса пояса по п. 8.5.19 [1] составляет:

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,5 \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_c}} = 0,5 \sqrt{\frac{23}{22,55}} = 0,5 > \bar{\lambda}_f = 0,18,$$

где σ_c – наибольшее сжимающее напряжение в поясе балки (в точке А):

$$\sigma_c = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{615440}{39658,7} + \frac{117260}{16676,9} = 22,55 \text{ кН / см}^2.$$

Условие выполняется. Таким образом, местная устойчивость пояса обеспечена.

Проверка местной устойчивости стенки балки. Определяем условную гибкость стенки:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{180}{1,4} \sqrt{\frac{23}{20600}} = 4,3 > 2,5,$$

следовательно, необходима проверка стенки на устойчивость. Так как $\lambda_w = 4,3 > 2,2$ (при наличии подвижной нагрузки на поясе) необходима постановка поперечных ребер жесткости. При $\lambda_w > 3,2$ расстояние меж-

ду основными поперечными ребрами не должно превышать $2h_w$ (а при $\lambda_w < 3,2$ – не более $2,5h_w$).

Назначаем расстояние между ребрами жесткости 2000 мм, что меньше $2h_w = 2 \cdot 1800 = 3600$ мм. Определяем сечение ребер жесткости по п. 8.5.9 [1]: ширина парного ребра:

$$b_r \geq \frac{h_w}{30} + 25 \text{ мм} = \frac{1800}{30} + 25 = 85 \text{ мм.}$$

Принимаем $b_r = 85$ мм; толщина ребра:

$$t_r \geq 2 \cdot b_r \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 85 \cdot \sqrt{\frac{23}{20600}} = 5,68 \text{ мм,}$$

принимаем $t_r = 6$ мм.

Для проверки местной устойчивости стенки балки выделяем два расчетных отсека – первый у опоры, где наибольшие касательные напряжения, и второй в середине пролёта балки, где наибольшие нормальные напряжения (рис. 7.11,а). Так как длина отсека $a = 2,0$ м превышает его высоту $h_w = 1,8$ м, то напряжение проверяем в сечениях, расположенных на расстоянии $h_w/2 = 0,9$ м от края отсека.

Вычисляем расстояния от опоры до расчётного отсека x_1 и x_2 :

$$x_1 = 2000 - 900 = 1100 \text{ мм;}$$

$$x_2 = 6000 - 900 = 5100 \text{ мм.}$$

Проверяем местную устойчивость стенки балки первого от опоры отсека. Расположение катков кранов принято по методике, разработанной институтом ЦНИИПроектстальконструкция им. Н.П. Мельникова. Крайнее колесо одного крана устанавливаем в сечение, где проверяется местная устойчивость стенки ($x_1 = 1,1$ м), а второй кран устанавливаем к первому вплотную (рис. 7.11,б). Определяем опорные реакции балки:

$$\begin{aligned} \sum M_A = 0; & F_{k1} \cdot 0,3 + F_{k1} \cdot (0,3 + 0,8) + F_{k2} \cdot (0,3 + 0,8 + 3,15) + \\ & + F_{k2} \cdot (0,3 + 0,8 + 3,15 + 0,8) + F_{k1} \cdot (0,3 + 0,8 + 3,15 + 0,8 + 4,6) + \\ & + F_{k1} \cdot (0,3 + 0,8 + 3,15 + 4,6 + 0,8) - R_B \cdot 12 = 0. \end{aligned}$$

Отсюда $R_B = 1757,4$ кН. Опорная реакция R_A определяется из условия:

$$\sum Y = 0; \quad 4 \cdot F_{k1} + 2 \cdot F_{k2} - R_B - R_A = 0.$$

Отсюда $R_A = 2453,4$ кН. Определяем изгибающие моменты:

в сечении $x_1 = 1,1$ м:

$$M_1 = R_A \cdot x_1 - F_{k2} \cdot 0,8 = 2453,4 \cdot 1,1 - 714,8 \cdot 0,8 = 2162,9 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

в сечении 1-1, $x_{1-1} = 0,2$ м:

$$M_{1-1} = R_A \cdot x_{1-1} = 2453,4 \cdot 0,2 = 490,7 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

в сечении 2-2, $x_{2-2} = 2,0$ м:

$$\begin{aligned} M_{2-2} &= R_A \cdot x_{2-2} - F_{k1} \cdot (x_{2-2} - 0,3) - F_{k1} \cdot (x_{2-2} - 1,1) = \\ &= 2453,4 \cdot 2,0 - 714,8 \cdot (2,0 - 0,3) - 714,8 \cdot (2,0 - 1,1) = \\ &= 3048,3 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Средние значения изгибающего момента и поперечной силы на расстоянии $x_1 = 1,1$ м от опоры А с учётом коэффициента $\alpha_1 = 1,05$, учитывающего собственный вес подкрановой конструкции, составляет:

$$\begin{aligned} M &= \alpha \cdot (M_1 + M_{1-1} + M_{2-2}) / 3 = \\ &= 1,05 \cdot (2162,9 + 490,7 + 3048,3) / 3 = 1995,7 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\ Q_1 &= 1,05 \cdot (R_A - F_{k1}) = 1,05 \cdot (2453,4 - 714,8) = 1825,5 \text{ кН}. \end{aligned}$$

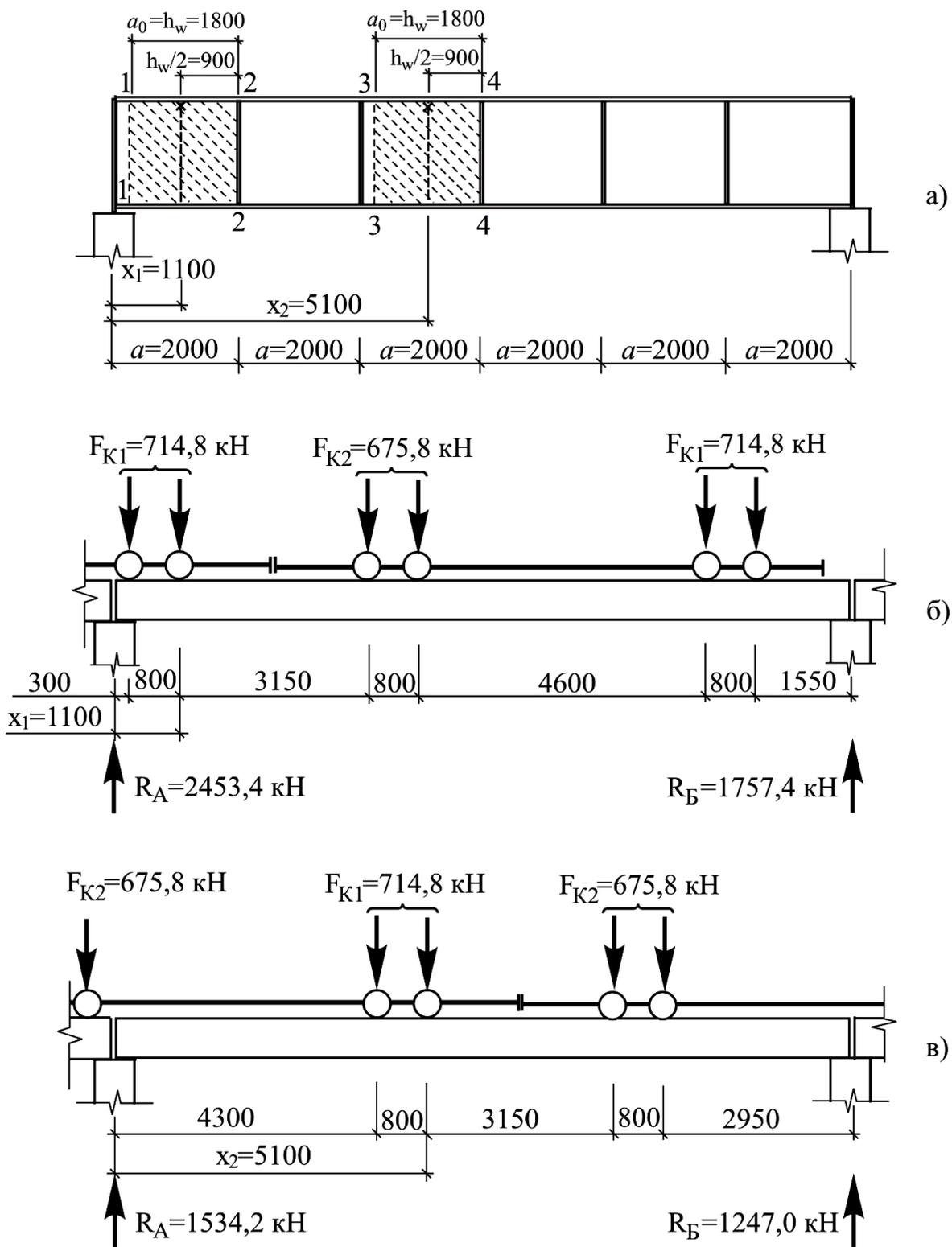


Рисунок 3.11 – К расчёту местной устойчивости стенки подкрановой балки

Определяем нормальные, касательные и местные напряжения в стенке опорного отсека при $x_1 = 1,1$ м:

нормальные (в уровне верхней кромки стенки):

$$\sigma = \frac{M}{W} \cdot \frac{h_w}{h} = \frac{199570 \cdot 180}{39658,7 \cdot 188} = 4,82 \text{ кН / см}^2;$$

касательные напряжения:

$$\tau = \frac{Q_3}{t_w \cdot h_w} = \frac{1825,5}{1,4 \cdot 180} = 7,24 \text{ кН / см}^2;$$

Местные напряжения под колесом мостового крана были определены ранее и составляют $\sigma_{loc} = 17,3 \text{ кН/см}^2$.

Определяем критические напряжения для стенки опорного отсека при отношении $\mu = a/h_w = 2000/1800 = 1,11$, а также при коэффициенте заземления стенки:

$$\delta = \beta \cdot \frac{b_f}{h_w} \cdot \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^3 = 2 \cdot \frac{45}{180} \cdot \left(\frac{4}{1,4} \right)^3 = 11,66,$$

где $\beta = 2$ – для не приваренных рельсов по таблице 13 [1].

При $\delta = 11,66$ и $0,8 < \mu = 1,11 < 1,33$ по п. 8.5.5,б проверку стенки проводим дважды:

1 вариант. Принимаем $a_1 = 0,5a$. В соответствии с п. 8.5.3 [1] критические нормальные напряжения вычисляем по формуле (81) [1]:

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} \cdot R_y}{\bar{\lambda}_w^2} = \frac{35,13 \cdot 23}{4,3^2} = 43,7 \text{ кН / см}^2,$$

где $c_{cr} = 35,13$ – по таблице 12 [1]; λ_w – гибкость стенки:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{180}{1,4} \sqrt{\frac{23}{20600}} = 4,3.$$

Касательные критические напряжения определяем по формуле (83) [1]:

$$\begin{aligned} \tau_{cr} &= 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \cdot \frac{R_s}{\bar{\lambda}_w^2} = \\ &= 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{1,11^2} \right) \cdot \frac{13,34}{4,3^2} = 12,01 \text{ кН / см}^2, \end{aligned}$$

Местные критические напряжения по формуле (80) [1]:

$$\sigma_{loc,cr} = c_1 \cdot c_2 \cdot \frac{R_y}{\bar{\lambda}_w} = 25,05 \cdot 1,685 \cdot \frac{23}{4,3^2} = 52,5 \text{ кН / м}^2,$$

где $c_1 = 25,05$, $c_2 = 1,685$ – по таблицам соответственно 14 и 15 [1] при $a_1/h_w = 0,5$, $a/h_w = 100/180 = 0,56$ и при

$$\rho = 1,04 \frac{l_{ef}}{h_w} = 1,04 \frac{50,2}{180} = 0,29.$$

В соответствии с п. 8.5.3 [1] местная устойчивость проверяется по формуле:

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

Подставляем соответствующие значения напряжений:

$$\sqrt{\left(\frac{4,82}{43,7} + \frac{17,3}{52,5}\right)^2 + \left(\frac{7,24}{12,01}\right)^2} / 1 = 0,746 < 1.$$

Таким образом, местная устойчивость стенки в опорном отсеке по 1 варианту расчёта **обеспечена**.

2 вариант. Определяем местные напряжения при фактических размерах отсека $a/h_w = 200/180 = 1,11$. По таблицам 14 и 15 [1] определяем коэффициенты $c_1 = 10,68$ и $c_2 = 2,06$. При этих значениях коэффициентов:

$$\sigma_{loc,cr} = c_1 \cdot c_2 \cdot \frac{R_y}{\bar{\lambda}_w} = 10,68 \cdot 2,06 \cdot \frac{23}{4,3^2} = 27,36 \text{ кН / м}^2.$$

Нормальные критические напряжения:

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} \cdot R_y}{\bar{\lambda}_w} = \frac{42,5 \cdot 23}{4,3^2} = 52,87 \text{ кН / см}^2,$$

где $c_{cr} = 42,5$ – по таблице 16 [1].

Касательные критические напряжения оставляем без изменения. Проверяем местную устойчивость стенки:

$$\sqrt{\left(\frac{4,82}{52,87} + \frac{17,3}{27,36}\right)^2 + \left(\frac{7,24}{12,01}\right)^2} / 1 = 0,942 < 1.$$

Таким образом, местная устойчивость стенки в опорном отсеке по 2 варианту расчёта *обеспечена*.

Проверяем местную устойчивость стенки балки среднего отсека. Крайнее колесо одного крана устанавливаем в сечение, где проверяется местная устойчивость стенки ($x_2 = 5,1$ м), а второй кран устанавливаем к первому вплотную (рис. 7.11,в). Определяем опорные реакции балки:

$$\sum M_A = 0; \quad F_{k1} \cdot 4,3 + F_{k1} \cdot (4,3 + 0,8) + F_{k2} \cdot (4,3 + 0,8 + 3,15) + \\ + F_{k2} \cdot (4,3 + 0,8 + 3,15 + 0,8) - R_B \cdot 12 = 0.$$

Отсюда $R_B = 1534,2$ кН. Опорная реакция R_A определяется из условия:

$$\sum Y = 0; \quad 2 \cdot F_{k2} + 2 \cdot F_{k1} - R_B - R_A = 0.$$

Отсюда $R_A = 1247,0$ кН. Определяем изгибающие моменты: в сечении $x_2 = 5,1$ м:

$$M_2 = R_A \cdot x_2 - F_{k2} \cdot (x_2 - 4,3) = \\ = 1534,2 \cdot 5,1 - 714,8 \cdot (5,1 - 4,3) = 7252,6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

в сечении 3-3, $x_{3-3} = 4,2$ м:

$$M_{3-3} = R_A \cdot x_{3-3} = 1534,2 \cdot 4,2 = 6443,6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

в сечении 4-4, $x_{4-4} = 6,0$ м:

$$M_{4-4} = R_A \cdot x_{4-4} - F_{k2} \cdot (x_{4-4} - 4,3) - F_{k2} \cdot (x_{4-4} - 4,3 - 0,8) = \\ = 1534,2 \cdot 6,0 - 714,8 \cdot (6,0 - 4,3) - 714,8 \cdot (6,0 - 4,3 - 0,8) = \\ = 7346,7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Средние значения изгибающего момента и поперечной силы на расстоянии $x_2 = 5,7$ м от опоры А с учётом коэффициента $\alpha_1 = 1,05$, учитывающего собственный вес подкрановой конструкции, составляет:

$$M = \alpha_1 \cdot (M_2 + M_{3-3} + M_{4-4}) / 3 = \\ = 1,05 \cdot (7252,6 + 6443,6 + 7346,7) / 3 = 7365,0 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_2 = 1,05 \cdot (R_A - F_{k2}) = \\ = 1,05 \cdot (1534,2 - 714,8) = 860,4 \text{ кН}.$$

Определяем нормальные, касательные и местные напряжения в стенке опорного отсека при $x_1 = 5,1$ м:

нормальные (в уровне верхней кромки стенки):

$$\sigma = \frac{M}{W} \cdot \frac{h_w}{h} = \frac{736500 \cdot 180}{39658,7 \cdot 188} = 17,78 \text{ кН/см}^2;$$

касательные напряжения:

$$\tau = \frac{Q_3}{t_w \cdot h_w} = \frac{860,4}{1,4 \cdot 180} = 3,41 \text{ кН/см}^2;$$

Местные напряжения под колесом мостового крана были определены ранее и составляют $\sigma_{loc} = 17,3 \text{ кН/см}^2$.

Определяем критические напряжения для стенки опорного отсека при отношении $\mu = a/h_w = 2000/1800 = 1,11$, а также при коэффициенте заземления стенки:

$$\delta = \beta \cdot \frac{b_f}{h_w} \cdot \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^3 = 2 \cdot \frac{45}{180} \cdot \left(\frac{4}{1,4} \right)^3 = 11,66,$$

где $\beta = 2$ – для не приваренных рельсов по таблице 13 [1].

При $\delta = 11,66$ и $0,8 < \mu = 1,11 < 1,33$ по п. 8.5.5,б проверку стенки проводим дважды:

1 вариант. Принимаем $a_1 = 0,5a$. В соответствии с п. 8.5.3 [1] критические нормальные напряжения вычисляем по формуле (81) [1]:

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} \cdot R_y}{\bar{\lambda}_w^2} = \frac{35,13 \cdot 23}{4,3^2} = 43,7 \text{ кН/см}^2,$$

где $c_{cr} = 35,13$ – по таблице 12 [1]; λ_w – гибкость стенки:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{180}{1,4} \sqrt{\frac{23}{20600}} = 4,3.$$

Касательные критические напряжения определяем по формуле (83) [1]:

$$\begin{aligned} \tau_{cr} &= 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \cdot \frac{R_s}{\bar{\lambda}_w} = \\ &= 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{1,11^2} \right) \cdot \frac{13,34}{4,3^2} = 12,01 \text{ кН/см}^2; \end{aligned}$$

Местные критические напряжения по формуле (80) [1]:

$$\sigma_{loc,cr} = c_1 \cdot c_2 \cdot \frac{R_y}{\bar{\lambda}_w} = 25,05 \cdot 1,685 \cdot \frac{23}{4,3^2} = 52,5 \text{ кН / м}^2,$$

где $c_1 = 25,05$, $c_2 = 1,685$ – по таблицам соответственно 14 и 15 [1] при $a_1/h_w = 0,5$, $a/h_w = 100/180 = 0,56$ и при

$$\rho = 1,04 \frac{l_{ef}}{h_w} = 1,04 \frac{50,2}{180} = 0,29.$$

В соответствии с п. 8.5.3 [1] местная устойчивость проверяется по формуле:

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

Подставляем соответствующие значения напряжений:

$$\sqrt{\left(\frac{17,78}{43,7} + \frac{17,3}{52,5}\right)^2 + \left(\frac{3,41}{12,01}\right)^2} / 1 = 0,789 < 1.$$

Таким образом, местная устойчивость стенки в среднем отсеке по 1 варианту расчёта **обеспечена**.

2 вариант. Определяем местные напряжения при фактических размерах отсека $a/h_w = 200/180 = 1,11$. По таблицам 14 и 15 [1] определяем коэффициенты $c_1 = 10,68$ и $c_2 = 2,06$. При этих значениях коэффициентов

$$\sigma_{loc,cr} = c_1 \cdot c_2 \cdot \frac{R_y}{\bar{\lambda}_w} = 10,68 \cdot 2,06 \cdot \frac{23}{4,3^2} = 27,36 \text{ кН / м}^2.$$

Нормальные критические напряжения:

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} \cdot R_y}{\bar{\lambda}_w} = \frac{42,5 \cdot 23}{4,3^2} = 52,87 \text{ кН / см}^2,$$

где $c_{cr} = 42,5$ – по таблице 16 [1].

Касательные критические напряжения оставляем без изменения. Проверяем местную устойчивость стенки:

$$\sqrt{\left(\frac{17,78}{52,87} + \frac{17,3}{27,37}\right)^2 + \left(\frac{3,41}{12,01}\right)^2} / 1 = 1,01 > 1.$$

Таким образом, местная устойчивость стенки в среднем отсеке по 2 варианту расчёта *не обеспечена*. Увеличиваем толщину стенки до 15 мм. Повторяем расчёт по 2 варианту.

Геометрические характеристики сечения:

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

$$= \frac{1,5 \cdot 180^3}{12} + 2 \cdot \frac{45 \cdot 4^3}{12} + 2 \cdot 4 \cdot 45 \cdot \left(\frac{188 - 4}{2} \right)^2 = 3776520 \text{ см}^4;$$

$$W_x = \frac{2 \cdot I_x}{h} = \frac{2 \cdot 3776520}{188} = 40175,7 \text{ см}^3.$$

Коэффициент защемления стенки:

$$\delta = \beta \cdot \frac{b_f}{h_w} \cdot \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^3 = 2 \cdot \frac{45}{180} \cdot \left(\frac{4}{1,5} \right)^3 = 9,48,$$

Гибкость стенки:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{180}{1,5} \sqrt{\frac{23}{20600}} = 4,01.$$

Нормальные напряжения (в уровне верхней кромки стенки):

$$\sigma = \frac{M}{W} \cdot \frac{h_w}{h} = \frac{736500 \cdot 180}{40175,7 \cdot 188} = 17,55 \text{ кН / см}^2;$$

касательные напряжения:

$$\tau = \frac{Q_3}{t_w \cdot h_w} = \frac{860,4}{1,5 \cdot 180} = 3,18 \text{ кН / см}^2;$$

местные напряжения:

$$\sigma_{loc} = \frac{\gamma_f \cdot F_k}{t_w \cdot l_{ef}} = \frac{1,7 \cdot 714,8}{1,5 \cdot 49,07} = 16,51 \text{ кН / см}^2,$$

где $\gamma_f = 1,7$ по п. 9.9 [3] для кранов режима работы 8К при гибком подвесе груза; l_{ef} – расчетная длина распределения местных напряжений:

$$l_{ef} = c \cdot \sqrt[3]{\frac{I_{f1}}{t_w}} = 3,25 \cdot \sqrt[3]{\frac{5163,2}{1,5}} = 49,07 \text{ см};$$

где I_{f1} – суммарный момент инерции кранового рельса и верхнего пояса балки:

$$I_{f1} = 4923,23 + \frac{45 \cdot 4^3}{12} = 5163,2 \text{ см}^4;$$

По таблицам 14 и 15 [1] определяем коэффициенты $c_1=10,68$ и $c_2=2,05$. При этих значениях коэффициентов

$$\sigma_{loc,cr} = c_1 \cdot c_2 \cdot \frac{R_y}{\bar{\lambda}_w} = 10,68 \cdot 2,05 \cdot \frac{23}{4,01^2} = 31,32 \text{ кН / м}^2.$$

Нормальные критические напряжения:

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} \cdot R_y}{\bar{\lambda}_w} = \frac{42,5 \cdot 23}{4,01^2} = 60,78 \text{ кН / см}^2.$$

Касательные критические напряжения:

$$\begin{aligned} \tau_{cr} &= 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \cdot \frac{R_s}{\bar{\lambda}_w} = \\ &= 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{1,11^2} \right) \cdot \frac{13,34}{4,01^2} = 13,82 \text{ кН / см}. \end{aligned}$$

Проверяем местную устойчивость стенки:

$$\sqrt{\left(\frac{17,55}{60,78} + \frac{16,51}{31,32} \right)^2 + \left(\frac{3,19}{13,82} \right)^2} / 1 = 0,848 < 1.$$

Таким образом, местная устойчивость стенки в среднем отсеке по 2 варианту расчёта *обеспечена*.

3.3.6 Расчёт на прочность стенки балки

По п. 8.3 [1] при расчёте на прочность стенок балок при кранах режимов работы 7К и 8К должно быть выполнено условие:

$$\frac{\beta}{R_y} \sqrt{(\sigma_x + \sigma_{loc,x})^2 - (\sigma_x + \sigma_{loc,x}) \cdot \sigma_{loc,y} + \sigma_{loc,y}^2 + 3(\tau_{xy} + \tau_{loc,xy})^2} \leq 1$$

Проверку проводим в сечении $x_1=1,1$ м и $x_2=5,1$ м по рисунку 7.11. Усилия в сечениях: $M_1=2162,9$ кН·м, $Q_1=1825,5$ кН; $M_2=7252,6$ кН·м, $Q_2=860,4$ кН.

А) Проверка прочности стенки в сечении $x_1=1,1$ м.

Определяем напряжения:

$$\sigma_x = \frac{M_1 \cdot h_w}{W \cdot h} = \frac{216290 \cdot 180}{40175,7 \cdot 188} = 5,15 \text{ кН / см}^2;$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q_1}{t_w \cdot h_w} = \frac{1825,5}{1,5 \cdot 180} = 6,76 \text{ кН / см}^2;$$

$$\sigma_{loc,y} = \frac{\gamma_f \cdot \gamma_{f1} \cdot F_n}{l_{ef} \cdot t_w} = \frac{1,2 \cdot 1,7 \cdot 550}{49,07 \cdot 1,5} = 15,24 \text{ кН / см}^2,$$

здесь

$$l_{ef} = c \cdot \sqrt[3]{\frac{I_{f1}}{t_w}} = 3,25 \cdot \sqrt[3]{\frac{5163,2}{1,5}} = 49,07 \text{ см};$$

$$\sigma_{loc,x} = 0,25\sigma_{loc,y} = 0,25 \cdot 15,24 = 3,81 \text{ кН / см}^2;$$

$$\sigma_{fy} = \frac{2M_t \cdot t_w}{I_f} = \frac{2 \cdot 7873 \cdot 1,5}{7310,9} = 3,23 \text{ кН / см}^2,$$

где:

$$M_t = \gamma_f \cdot \gamma_{f1} \cdot F_n \cdot e + 0,75Q_t \cdot h_r =$$

$$= 1,2 \cdot 1,7 \cdot 550 \cdot (0,2 \cdot 0,12) + 0,75 \cdot 406,3 \cdot 0,17 = 78,73 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$I_f = I_t + b_f \cdot t_f^3 / 3 = 6350,91 + 45 \cdot 4^3 / 3 = 7310,9 \text{ см}^4,$$

здесь $Q_t=406,3$ кН – расчётная горизонтальная нагрузка, вызываемая перекосами мостовых кранов и непараллельностью кранового пути, определена в разделе 7.3.2; $I_t=6350,91$ см⁴ – момент инерции при кручении кранового рельса КР-120; $e=0,2b$ – эксцентриситет приложения нагрузки, $b=120$ мм – ширина кранового рельса.

$$\tau_{loc,xy} = 0,3\sigma_{loc,y} = 0,3 \cdot 15,24 = 4,57 \text{ кН / см}^2;$$

$$\tau_{f,xy} = 0,25\sigma_{f,y} = 0,25 \cdot 3,23 = 0,81 \text{ кН / см}^2.$$

Подставляем значения напряжений в формулу:

$$\frac{0,87}{23} \sqrt{(5,15 + 3,81)^2 - (5,15 + 3,81) \cdot 15,24 + 15,24^2 + 3(6,76 + 4,57)^2} =$$

$$= 0,896 \leq 1.$$

Коэффициент $\beta=0,87$ принимается для разрезных балок. Прочность стенки в сечении x_1 обеспечена.

Б) Проверка прочности стенки в сечении $x_2=5,1$ м.

Усилия в сечении: $M_2=7252,6$ кН·м, $Q_2=860,4$ кН.

Напряжения:

$$\sigma_x = \frac{M_l}{W} \cdot \frac{h_w}{h} = \frac{725260 \cdot 180}{40175,7 \cdot 188} = 17,28 \text{ кН / см}^2;$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q_l}{t_w \cdot h_w} = \frac{860,4}{1,5 \cdot 180} = 3,19 \text{ кН / см}^2;$$

$$\sigma_{loc,y} = \frac{\gamma_f \cdot \gamma_{f1} \cdot F_n}{l_{ef} \cdot t_w} = \frac{1,2 \cdot 1,7 \cdot 550}{49,07 \cdot 1,5} = 15,24 \text{ кН / см}^2,$$

здесь

$$l_{ef} = c \cdot \sqrt[3]{\frac{I_{f1}}{t_w}} = 3,25 \cdot \sqrt[3]{\frac{5163,2}{1,5}} = 49,07 \text{ см};$$

$$\sigma_{loc,x} = 0,25\sigma_{loc,y} = 0,25 \cdot 15,24 = 3,81 \text{ кН / см}^2;$$

$$\sigma_{fy} = \frac{2M_t \cdot t_w}{I_f} = \frac{2 \cdot 7873 \cdot 1,5}{7310,9} = 3,23 \text{ кН / см}^2,$$

где:

$$M_t = \gamma_f \cdot \gamma_{f1} \cdot F_n \cdot e + 0,75Q_t \cdot h_r = \\ = 1,2 \cdot 1,7 \cdot 550 \cdot (0,2 \cdot 0,12) + 0,75 \cdot 406,3 \cdot 0,17 = 78,73 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$I_f = I_t + b_f \cdot t_f^3 / 3 = 6350,91 + 45 \cdot 4^3 / 3 = 7310,9 \text{ см}^4;$$

здесь $Q_t=406,3$ кН – расчётная горизонтальная нагрузка, вызываемая перекосами мостовых кранов и непараллельностью кранового пути, определена в разделе 7.3.2; $I_t=6350,91$ см⁴ – момент инерции при кручении кранового рельса КР-120; $e=0,2b$ – эксцентриситет приложения нагрузки, $b=120$ мм – ширина подошвы кранового рельса.

$$\tau_{loc,xy} = 0,3\sigma_{loc,y} = 0,3 \cdot 15,24 = 4,57 \text{ кН / см}^2;$$

$$\tau_{f,xy} = 0,25\sigma_{f,y} = 0,25 \cdot 3,23 = 0,81 \text{ кН / см}^2.$$

Подставляем значения напряжений в формулу:

$$\frac{0,87}{23} \sqrt{(17,28 + 3,81)^2 - (17,28 + 3,81) \cdot 15,24 + 15,24^2 + 3(3,19 + 4,57)^2} = \\ = 0,875 \leq 1.$$

Прочность стенки в сечении x_2 обеспечена.

3.3.7 Расчет поясных соединений (сварных швов)

При поперечном изгибе пояса составной балки стремятся сдвинуться относительно стенки (рисунок 2.9).

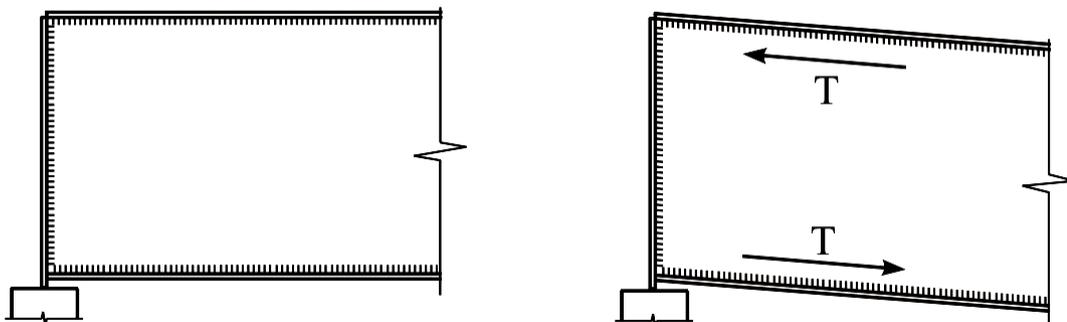


Рисунок 7.12 – К расчету поясных сварных швов

Сила сдвига T определяется по формуле:

$$T = \frac{Q_{max} \cdot S_{f1}}{I_x} = \frac{2132,4 \cdot 16560}{3776520} = 9,35 \text{ кН/см},$$

где S_{f1} – статический момент одного пояса:

$$S_{f1} = b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right) = 45 \cdot 4 \cdot \left(\frac{180}{2} + \frac{4}{2} \right) = 16560 \text{ см}^3;$$

I_x – момент инерции сечения:

$$\begin{aligned} I_x &= \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot \frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h - t_f}{2} \right)^2 = \\ &= \frac{1,5 \cdot 180^3}{12} + 2 \cdot \frac{45 \cdot 4^3}{12} + 2 \cdot 4 \cdot 45 \cdot \left(\frac{188 - 4}{2} \right)^2 = 3776520 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

Усилие T воспринимается сварными швами. Назначаем параметры сварки: сварка автоматическая под флюсом марки АН-348-А, сварочная проволока марки СВ-08А (таблица Г.1 [1]), расчетное сопротивление металла шва $R_{wf} = 18,0 \text{ кН/см}^2$ (таблица Г.2 [1]), металла границы сплавления $R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65 \text{ кН/см}^2$ ($R_{un} = 37 \text{ кН/см}^2$ принимается по таблице В.5 [1] для стали С255 толщиной 20...40 мм), диаметр сварочной проволоки 5 мм, положение шва – в лодочку (таблица 39 [1]). Назначаем предварительно катет шва мини-

мальным $k_f = 5$ мм (таблица 38 [1]). По таблице 39 [1] определяем коэффициенты проплавления шва:

$$\beta_f = 1,1; \quad \beta_z = 1,15.$$

Определяем расчетное сопротивление шва:

$$\begin{aligned} \beta_f \cdot R_{wf} &= 1,1 \cdot 18 = 19,8 > \\ &> \beta_z \cdot R_{wz} = 16,65 \cdot 1,15 = 19,1 \text{ кН / см}^2. \end{aligned}$$

Таким образом, расчет ведем по металлу границы сплавления. Определяем требуемый катет шва:

$$k_f = \frac{T}{n_w \cdot l_w \cdot (\beta_z \cdot R_{wz})} = \frac{9,35}{2 \cdot 1 \cdot 19,1} = 0,24 \text{ см},$$

где $n_w = 2$ – количество поясных сварных швов.

В соответствии с требованиями таблицы 38 [1] оставляем катет шва $k_{f \min} = 6$ мм $>$ $k_f = 2,4$ мм.

7.3.8 Конструирование и расчет опорной части балки

Принимаем конструкцию опорной части главной балки по рисунку 2.10.

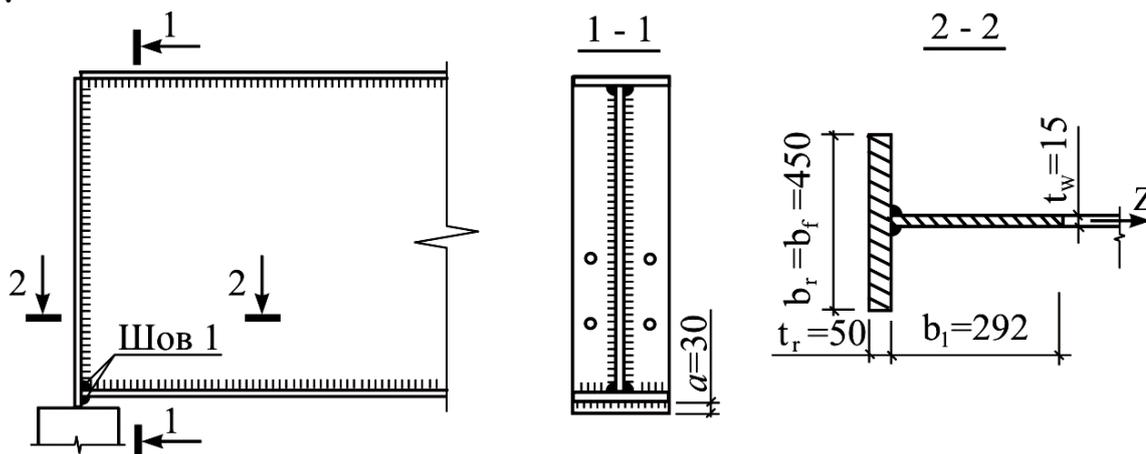


Рисунок 3.10 – Опорная часть главной балки

Определяем размеры сечения опорного ребра из условия смятия его торца. Требуемая площадь ребра:

$$A_{r \text{ mp}} = \frac{Q_{\max}}{R_p} = \frac{2132,4}{36,1} = 59,1 \text{ см}^2,$$

где $R_p = 36,1 \text{ кН/см}^2$ – по таблице В.7 [1] при наличии пригонки. Принимаем ширину опорного ребра равной ширине пояса $b_r = b_f = 45 \text{ см}$. Отсюда требуемая толщина ребра:

$$t_{r \text{ mp}} = \frac{A_{r \text{ mp}}}{b_r} = \frac{59,1}{45} = 1,31 \text{ см.}$$

Принимаем по сортаменту $t_r = 1,4 \text{ см}$. Проверяем условие:

$$t_r > 3 \cdot b_r \sqrt{\frac{R_y}{E}}; 1,6 \text{ см} < 3 \cdot 45 \sqrt{\frac{23}{20600}} = 4,52 \text{ см.}$$

Условие не выполняется. Принимаем толщину ребра 50 мм. Определяем напряжение смятия:

$$\frac{Q_{\max}}{b_r \cdot t_r \cdot R_p} = \frac{2132,4}{45 \cdot 5 \cdot 36,1} = 0,26 < 1.$$

Прочность ребра на смятие обеспечена. Определяем гибкость ребра относительно оси Z (рисунок 2.10). В работу ребра включается часть стенки балки длиной

$$b_l = 0,65 \cdot t_w \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,65 \cdot 1,5 \cdot \sqrt{\frac{20600}{23}} = 29,2 \text{ см.}$$

Вычисляем геометрические характеристики заштрихованного сечения относительно оси Z :

$$A_h = b_h \cdot t_h + b_l \cdot t_w = 45 \cdot 5 + 29,2 \cdot 1,5 = 268,8 \text{ см}^2;$$

$$I_z = \frac{t_h \cdot b_h^3}{12} + \frac{b_l \cdot t_w^3}{12} = \frac{5 \cdot 45^3}{12} + \frac{29,2 \cdot 1,5^3}{12} = 37977 \text{ см}^4;$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A_h}} = \sqrt{\frac{37977}{268,8}} = 11,89 \text{ см.}$$

Условная гибкость ребра относительно оси Z :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{h_w}{t_r} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{180}{5} \cdot \sqrt{\frac{23}{20600}} = 1,2.$$

Вступающую часть a вычисляем по формуле:

$$a \leq 1,5 \cdot t_r = 1,5 \cdot 5 = 7,5 \text{ см.}$$

Окончательно принимаем $a = 3,0 \text{ см}$.

Проверяем местную устойчивость опорного ребра. Условная гибкость

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}} = \frac{21,75}{5} \sqrt{\frac{23}{20600}} = 0,145,$$

где b_{ef} – свес пояса:

$$b_{ef} = \frac{b_r - t_w}{2} = \frac{45 - 1,5}{2} = 21,75 \text{ см.}$$

Предельное значение гибкости свеса пояса по таблице 10 [1] составляет:

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,36 + 0,10 \cdot \bar{\lambda}_z = 0,36 + 0,10 \cdot 1,2 = 0,48 > \bar{\lambda}_f = 0,145.$$

Условие выполняется. Таким образом, местная устойчивость пояса обеспечена.

Проверяем устойчивость опорной части балки относительно оси

Z. При гибкости $\bar{\lambda}_z = 1,2$ по таблице Д.1 [1] $\varphi_z = 0,927$ и напряжения:

$$\frac{Q_{max}}{\varphi_z \cdot A_r \cdot R_y} = \frac{2132,4}{0,927 \cdot 268,8 \cdot 23} = 0,372 < 1$$

Общая устойчивость опорного ребра обеспечена.

В соответствии с п. 8.5.17 [1] проверяем сварной шов, крепящий опорное ребро к нижнему поясу балки, который должен выдержать опорную реакцию. При ширине опорного ребра 24 см опорная реакция воспринимается двумя швами длиной по 11,4 см по верху нижнего пояса и одним швом длиной 24 см по нижней поверхности нижнего пояса. Расчётная длина этих швов:

$$l_w = 2 \cdot (11,4 - 1) + (24 - 1) = 43,8 \text{ см.}$$

Назначаем параметры сварки: сварка полуавтоматическая в среде углекислого газа, сварочная проволока марки СВ-08Г2С (таблица Г.2 [1]), расчетное сопротивление металла шва $R_{wf} = 21,5 \text{ кН/см}^2$ (таблица Г.3 [1]), металла границы сплавления $R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65 \text{ кН/см}^2$ ($R_{un} = 37 \text{ кН/см}^2$ принимается по таблице В.5 [1] для стали С255), диаметр сварочной проволоки 2 мм, положение шва – нижнее. Назначаем предварительно катет шва $k_f = 20 \text{ мм}$. По таблице 39 [1] определяем коэффициенты проплавления шва:

$$\beta_f = 0,7; \quad \beta_z = 1,0.$$

Расчетные сопротивления:

$$\beta_f \cdot R_{wf} = 0,7 \cdot 21,5 = 15,05 >$$
$$> \beta_z \cdot R_{wz} = 16,65 \cdot 1,0 = 16,65 \text{ кН / см}^2.$$

Расчет ведем по металлу шва. Проверяем прочность шва:

$$\frac{Q_{max}}{l_w \cdot k_f \cdot \beta_z \cdot R_{wz}} = \frac{2132,4}{85,5 \cdot 2 \cdot 0,7 \cdot 21,5} = 0,83 < 1,$$

где

$$l_w = (b_r - 1) + 2 \cdot ((b_r - t_w) / 2 - 1) =$$
$$= (45 - 1) + 2 \cdot ((45 - 1,5) / 2 - 1) = 85,5 \text{ см.}$$

Прочность швов обеспечена.

4 ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТРОПИЛЬНОЙ ФЕРМЫ

4.1 Общие положения

В курсовом проекте рассчитываются фермы из двух типов проката:

- из парных уголков;
- с поясами из тавров и решеткой из парных уголков.

Габариты ферм и фонарей, а также постоянные нагрузки от кровли принимаются из примера 5.

Расчет ферм сводится к сбору нагрузок, статического расчета, подбора сечений элементов и расчета узлов.

4.1.1 Сбор нагрузок на ферму

Схема расчетной фермы пролетом 30 м приведена на рисунке 8.1.

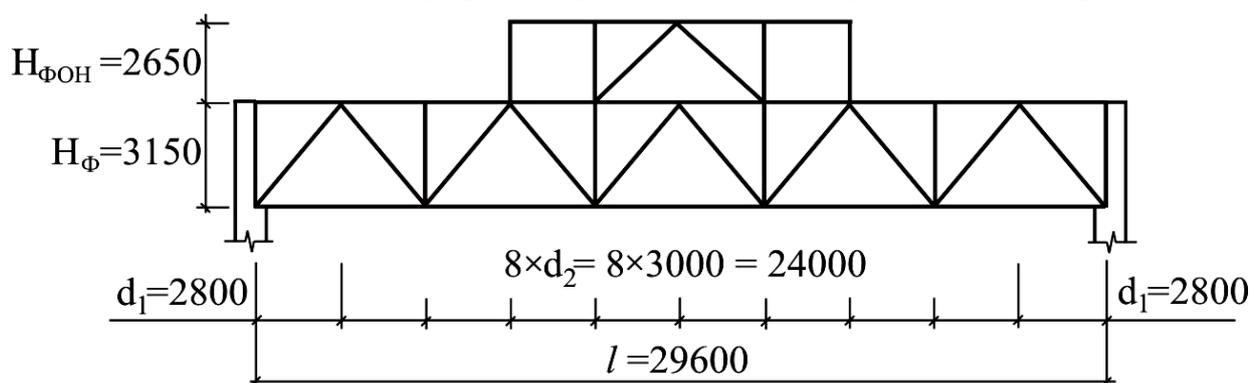


Рисунок 4.1 – Расчетная ферма промышленного здания

Схемы стропильных ферм различных пролётов с обозначением панелей приведены на рисунке 8.2. Расчет ферм ведется на сосредоточенные нагрузки, приложенные в узлы.

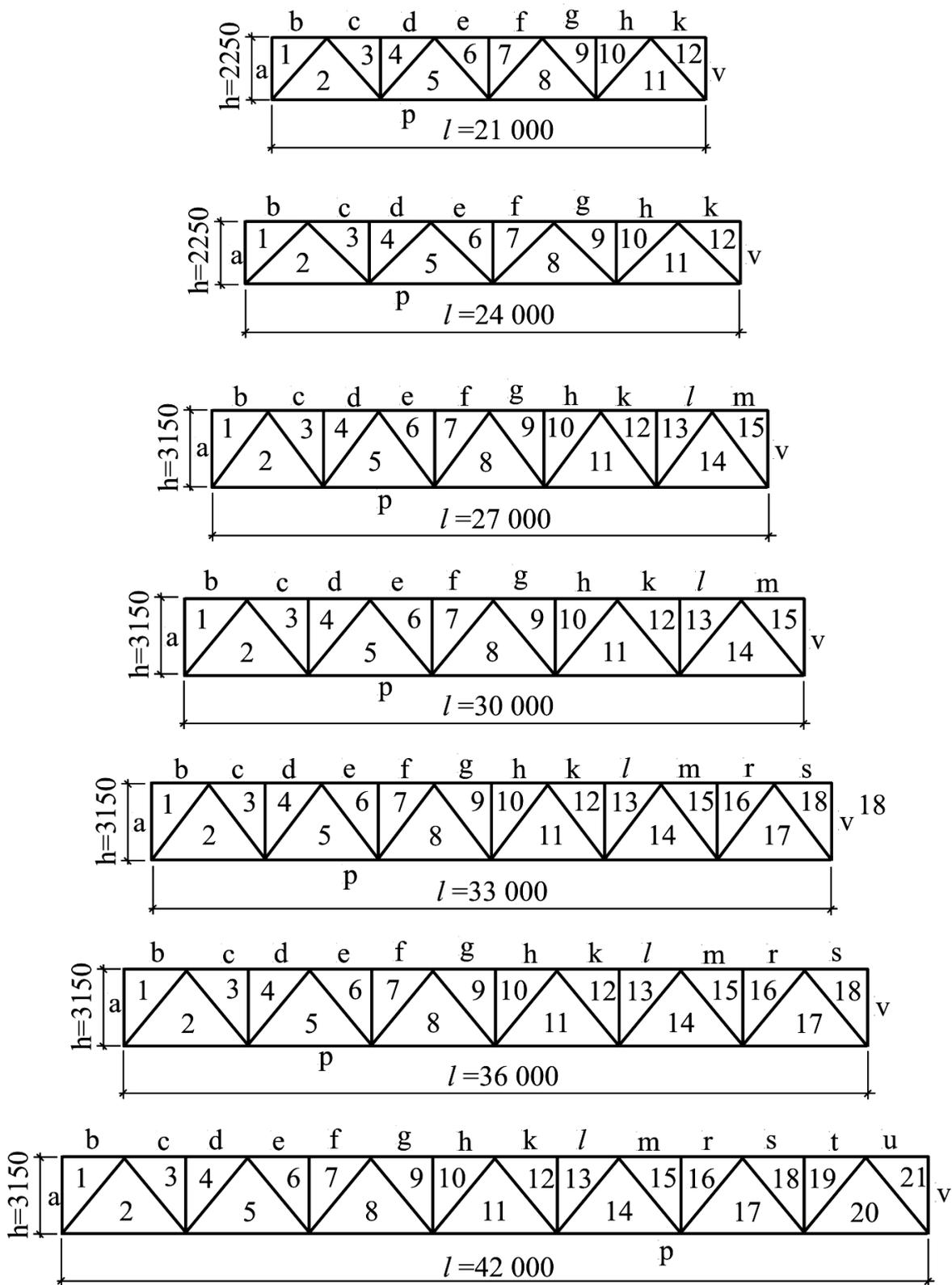


Рисунок 4.2 – Схемы стропильных ферм с обозначением панелей

4.1.2 Постоянные нагрузки

Состав кровли и соответствующие нагрузки выбираются примера 5. Вес фонаря, в отличие от расчета рамы, учитывается в местах фактического его опирания на ферму (рисунок 8.3,б) и принимается 0,04...0,06 кН/м². Вес бортовой стенки, карнизного блока и оконного блока принимается 0,15...0,25 кН/м.

Равномерно распределенная погонная нагрузка на ферму от покрытия и собственного веса фермы определяется по формуле:

$$q = (q_{расч} - q_{фон} \cdot \gamma_f) \cdot B \cdot \gamma_n,$$

где $q_{расч}$ – суммарная постоянная нагрузка из таблицы сбора нагрузок в разделе расчет рамы; $q_{фон}$ – вес фонаря; $\gamma_f = 1,05$ – коэффициент надежности по нагрузке, для металлических конструкций; $\gamma_n = 0,95$ – коэффициент учитывающий степень ответственности здания.

После этого собираются сосредоточенные силы в узлы стропильной фермы в соответствии с грузовой площадью узла, принимая во внимание дополнительную эпюру от веса фонаря, который определяется:

$$q_{фон} = q_{фон}^n \cdot \gamma_f \cdot B \cdot \gamma_n.$$

4.1.3 Снеговая нагрузка

Расчетная погонная снеговая нагрузка определяется по формуле:

$$s = s_g \cdot \mu_i \cdot B \cdot \gamma_n,$$

где s_g – расчетная снеговая нагрузка по [3]; μ_i – коэффициент перехода от веса снегового покрова на горизонтальной поверхности к снеговой нагрузке с учетом его неравномерного распределения на кровле по приложению Г [3]; B – шаг ферм.

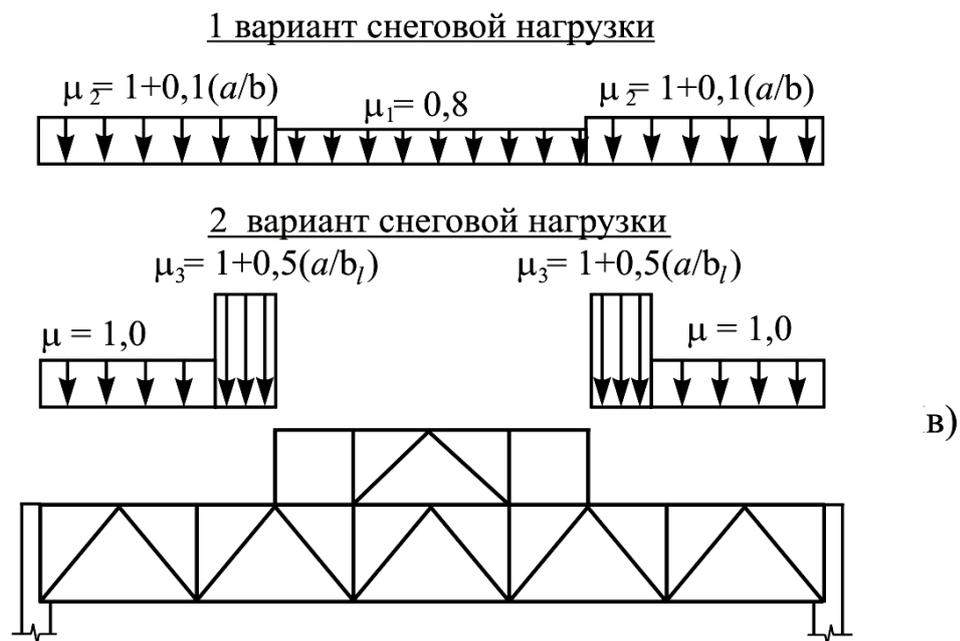
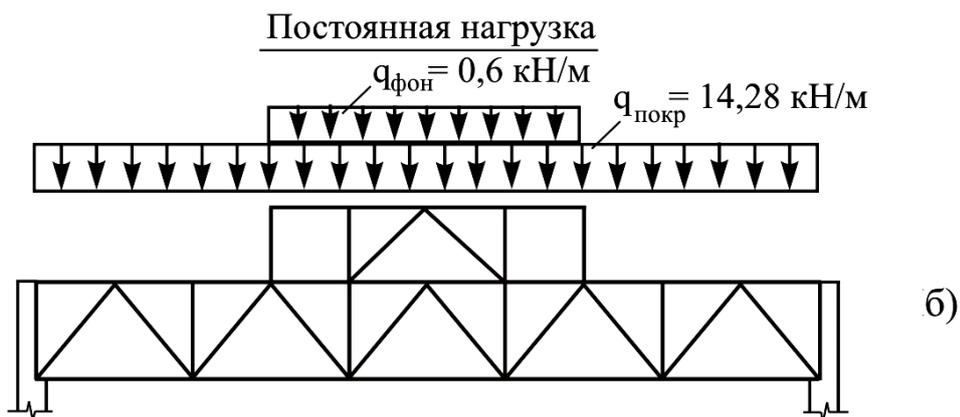
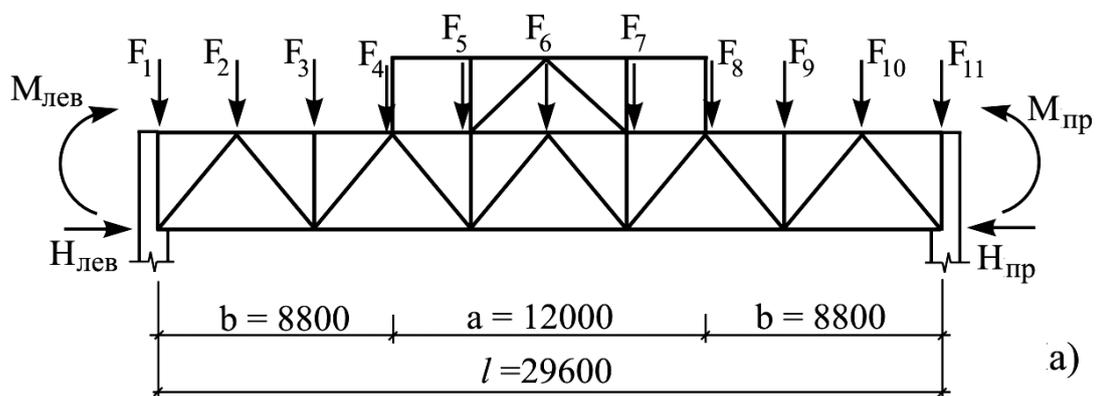


Рисунок 4.3 – Расчетная схема фермы (а), схемы приложения постоянной (б) и снеговой (в) нагрузок

Для зданий с фонарем нормы [3] рассматривают 2 варианта распределения снеговой нагрузки (рисунок 8.3,в) со значениями коэффициентов μ_i . Сосредоточенные силы определяются аналогично сосредоточенным силам при постоянной нагрузке.

4.1.4 Нагрузка от рамных моментов

Так как ферма сопрягается с колонной жестко, в опорном сечении фермы возникает момент, который соответствует моменту в верхнем сечении колонны (рисунок 8.3,а). По таблице 5.5 сочетаний усилий в сечении 1-1 выбираем следующие комбинации усилий:

1 комбинация:

$$M_{лев1} = M_{max}, \quad M_{пр1} = M_{соотв};$$

2 комбинация:

$$M_{лев2} = M_{max} - M_{сн}, \quad M_{пр2} = M_{соотв} - M_{сн}.$$

4.1.5 Нагрузка от распора рамы

Так как, в верхнем сечении колонны возникают перерезывающие силы, то в нижнем поясе фермы возникнут продольные усилия, называемые распором (рисунок 8.3, а). По таблице усилий (таблица 5.4) выбираются следующие комбинации:

1 комбинация: $Q_{лев1}$, $Q_{пр1}$ – при том же сочетании, что и первая комбинация от опорных моментов;

2 комбинация: $Q_{лев2}$, $Q_{пр2}$ – при том же сочетании, что и вторая комбинация от опорных моментов;

4.1.6 Статический расчет фермы

Определение усилий в элементах фермы проводится любым методом строительной механики. Всего необходимо провести расчеты на следующие виды нагрузок:

- 1) На постоянную нагрузку.
- 2) На первый вариант снеговой нагрузки.

- 3) На второй вариант снеговой нагрузки.
- 4) На опорный момент $M_{лев} = 1$.
- 5) На опорный момент $M_{пр} = 1$.

4.1.7 Составление расчетных сочетаний усилий

По результатам статического расчета фермы на различные нагрузки, составляются расчетные сочетания усилий в каждом стержне фермы. При этом принципы составления расчетных сочетаний усилий такие же, как при составлении расчетных сочетаний при расчете рамы.

4.1.8 Конструктивный расчет элементов фермы

Конструктивный расчет сводится к определению сечений элементов фермы. Определяются расчетные длины стержней в плоскости и из плоскости фермы, которые равны:

а) в плоскости фермы: для поясов и опорного сжатого раскоса $\mu_x = 1$, для остальных сжатых стержней $\mu_x = 0,8$. Для растянутых стержней $\mu_x = 1$.

б) из плоскости фермы: для поясов расчетная длина равна длине участка между точками закрепления поясов от смещения из плоскости; для элементов решетки $\mu_y = 1$.

Предварительно задаются гибкостью сжатого стержня и определяют требуемую площадь по формуле:

$$A_{тр} = \frac{N}{\varphi_x \cdot R_y \cdot \gamma_c},$$

где γ_c – коэффициент условия работы, равный 0,95 для поясов, опорных раскосов и растянутых элементов решетки и равный 0,8 для сжатых элементов решетки.

По требуемой площади выбирается по сортаменту калибр профиля, определяется фактическая гибкость, по гибкости находится коэффициент продольного изгиба, после чего стержень проверяется на устойчивость в плоскости фермы:

$$\frac{N}{\varphi_x \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} < 1;$$

из плоскости фермы:

$$\frac{N}{\varphi_y \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} < 1.$$

Для растянутых стержней определяется требуемая площадь:

$$A_{mp} = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c},$$

после чего также подбирается номер профиля и проверяется прочность стержня:

$$\frac{N}{A \cdot R_y \cdot \gamma_c} < 1.$$

При этом необходимо учитывать, что фактическая гибкость стержня не должна превышать предельно допустимую, которая определяется по таблице 32 [1] по формулам:

для сжатого пояса, опорных сжатых раскоса и стойки:

$$\lambda_u = 180 - 60 \cdot \alpha;$$

для прочих сжатых элементов решетки:

$$\lambda_u = 210 - 60 \cdot \alpha,$$

где α – коэффициент, определяемый по формуле:

$$\alpha = \frac{N}{\varphi_{min} \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c},$$

здесь φ_{min} – минимальное значение коэффициента продольного изгиба из φ_x и φ_y ;

для растянутых поясов ферм, не подверженных непосредственному воздействию динамических нагрузок $\lambda_u = 400$ (по таблице 33 [1].

Толщину фасонки принимаем в зависимости от максимального усилия в элементах фермы в соответствии с таблицей 8.1.

Таблица 4.1 – Рекомендуемые толщины фасонки ферм

Максимальное усилие в стержнях решетки (кН)	До 150	От 160 до 250	От 260 до 400	От 410 до 600
Толщина фасонки (мм)	6	8	10	12

Продолжение таблицы 8.1

Максимальное усилие в стержнях решетки (кН)	От 610 до 1000	От 1010 до 1400	От 1410 до 1800	Более 1800
Толщина фасонки (мм)	14	16	18	20

4.1.9 Расчет узлов фермы

Расчет узлов фермы сводится к определению длины сварных швов, крепящих стержни решетки к поясам, к расчету опорного узла и укрупнительного стыка и приводится в примере расчета фермы.

4.2 ПРИМЕР 8. Расчет стропильной фермы

Подобрать сечение элементов стальной фермы пролетом 30 м. Нагрузки и генеральные размеры фермы приняты по примеру 5. Материал – сталь класса С255, $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ (при толщине проката от 2 до 20 мм), $R_y = 23 \text{ кН/см}^2$ (при толщине проката свыше 20 до 40 мм). Профили всех стержней – парные равнополочные уголки, фасонки из стального листа. Укрупнительный стык на высокопрочных болтах.

4.2.1 Сбор нагрузок на ферму

а) Постоянные нагрузки

Состав и значение нагрузок на ферму принимается по таблице 5.1 примера 5. Принимаем вес фонаря $q_{\phi} = 0,05 \text{ кН/м}^2$, тогда вес покрытия без учета нагрузки от фонаря:

$$\begin{aligned} q_{\text{покр}} &= (q_n - q_{\phi} \cdot \gamma_f) \cdot \gamma_n = \\ &= (1,3 - 0,05 \cdot 1,05) \cdot 0,95 = 1,19 \text{ кН/м}^2. \end{aligned}$$

Погонная нагрузка от покрытия:

$$q = q_{\text{покр}} \cdot B = 1,19 \cdot 12 = 14,28 \text{ кН/м};$$

нагрузка от фермы:

$$\begin{aligned} q_{\phi} &= (q_{\text{шатра}} - q_{\text{фон}}) \cdot \gamma_f \cdot B \cdot \gamma_n = \\ &= (0,3 - 0,05) \cdot 1,05 \cdot 12 \cdot 0,95 = 3,0 \text{ кН/м}; \end{aligned}$$

нагрузка от фонаря:

$$q_{\text{фон}} = q_{\text{фон}} \cdot \gamma_f \cdot B \cdot \gamma_n = 0,05 \cdot 1,05 \cdot 12 \cdot 0,95 = 0,6 \text{ кН/м},$$

где $q_{\text{шатра}} = 0,3 \text{ кН/м}^2$ – собственный вес конструкций шатра по таблице 5.2.

Вид эпюры постоянной нагрузки приведен на рисунке 8.3,б. Нормативную нагрузку от веса бортовой стенки, карнизного элемента и остекления принимаем 2 кН/м , расчетная погонная нагрузка от бортовых элементов:

$$q_{\text{бэ}} = q_{\text{бэ}}^n \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 2 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 2,09 \text{ кН/м}.$$

Определяем сосредоточенные силы F_i в узлах фермы в соответствии с рисунком 8.4.

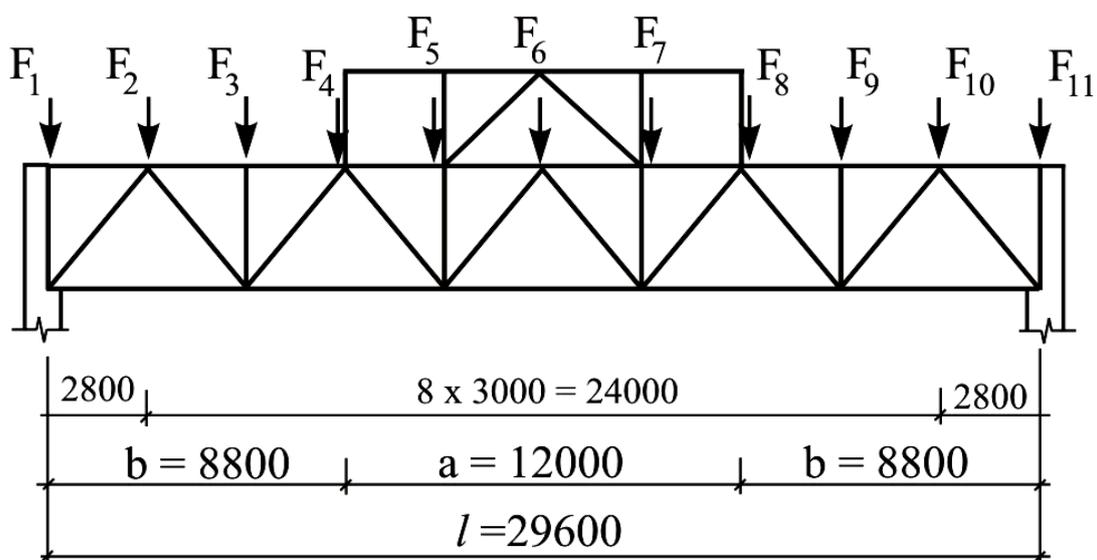


Рисунок 4.4 – Схема приложения сосредоточенных сил в узлы фермы

$$F_1 = F_{11} = q \cdot \frac{d_1}{2} = 14,28 \cdot \frac{2,8}{2} = 20 \text{ кН};$$

$$F_2 = F_{10} = q \cdot \frac{d_1 + d_2}{2} = 14,28 \cdot \frac{2,8 + 3}{2} = 41,4 \text{ кН};$$

$$F_3 = F_9 = q \cdot d_2 = 14,28 \cdot 3 = 42,8 \text{ кН};$$

$$F_4 = F_8 = q \cdot d_2 + q_{бэ} \cdot B + q_{фон} \cdot \frac{d_2}{2} =$$

$$= 14,28 \cdot 3 + 2,09 \cdot 12 + 0,6 \cdot \frac{3}{2} = 68,8 \text{ кН};$$

$$F_5 = F_7 = q \cdot \left(d_2 + \frac{d_2}{2} \right) + q_{фон} \cdot \left(d_2 + \frac{d_2}{2} \right) =$$

$$= 14,28 \cdot \left(3 + \frac{3}{2} \right) + 0,6 \cdot \left(3 + \frac{3}{2} \right) = 67 \text{ кН};$$

$$F_6 = q_{\phi} \cdot d_2 = (0,3 - 0,05) \cdot 1,05 \cdot 0,95 \cdot 12 \cdot 3 = 9 \text{ кН}.$$

б) Снеговая нагрузка

В соответствии с нормами [3] в зданиях с фонарем необходимо рассчитывать ферму на 2 варианта снеговой нагрузки (рисунок 8.3,в). Расчетная погонная снеговая нагрузка:

$$s = s_g \cdot \gamma_n \cdot B \cdot \mu_i = 1,8 \cdot 0,95 \cdot 12 \cdot \mu_i = 20,52 \cdot \mu_i \text{ кН / м.}$$

Определяем коэффициенты μ_i :

$$\mu = 1,0; \quad \mu_1 = 0,8; \quad \mu_2 = 1 + 0,1 \cdot \left(\frac{a}{b}\right) = 1 + 0,1 \cdot \left(\frac{12}{8,8}\right) = 1,14;$$

$$\mu_3 = 1 + 0,5 \cdot \left(\frac{a}{b_l}\right) = 1 + 0,5 \cdot \left(\frac{12}{2,65}\right) = 3,72,$$

где $b_l = H_{\text{фон}}$, но не более b .

Так как постоянная нагрузка на ферму $q_{\text{пост}} < 1,5 \text{ кН/м}^2$, в соответствии с приложением Г, п. Г.3 [3], принимаем $\mu_3 = 3,72$.

Узловые нагрузки по первому варианту снеговой нагрузки:

$$F_1 = F_{11} = s \cdot \mu_2 \cdot \frac{d_1}{2} = 20,52 \cdot 1,14 \cdot \frac{2,8}{2} = 32,7 \text{ кН};$$

$$\begin{aligned} F_2 = F_{10} &= s \cdot \mu_2 \cdot \left(\frac{d_1}{2} + \frac{d_2}{2}\right) = \\ &= 20,52 \cdot 1,14 \cdot \left(\frac{2,8}{2} + \frac{3}{2}\right) = 67,8 \text{ кН}; \end{aligned}$$

$$F_3 = F_9 = s \cdot \mu_2 \cdot d_2 = 20,52 \cdot 1,14 \cdot 3 = 70,2 \text{ кН};$$

$$\begin{aligned} F_4 = F_8 &= s \cdot \mu_2 \cdot \frac{d_2}{2} + s \cdot \mu_1 \cdot \frac{d_2}{2} = \\ &= 20,52 \cdot \left(1,14 \cdot \frac{3}{2} + 0,8 \cdot \frac{3}{2}\right) = 59,7 \text{ кН}; \end{aligned}$$

$$F_5 = F_7 = s \cdot \mu_1 \cdot \left(d_2 + \frac{d_2}{2}\right) = 20,52 \cdot 0,8 \cdot \left(3 + \frac{3}{2}\right) = 73,9 \text{ кН};$$

$$F_6 = 0.$$

Узловые нагрузки по второму варианту снеговой нагрузки:

$$F_1 = F_{11} = s \cdot \mu \cdot \frac{d_1}{2} = 20,52 \cdot 1 \cdot \frac{2,8}{2} = 28,7 \text{ кН};$$

$$F_2 = F_{10} = s \cdot \mu \cdot \left(\frac{d_1}{2} + \frac{d_2}{2} \right) = 20,52 \cdot 1 \cdot \left(\frac{2,8}{2} + \frac{3}{2} \right) = 59,5 \text{ кН};$$

$$F_3 = F_9 = s \cdot \mu \cdot \left(\frac{d_2}{2} + 0,35 \right) + s \cdot \mu_3 \cdot \left(\frac{d_2}{2} - 0,35 \right) =$$

$$= 20,52 \cdot 1 \cdot \left(\frac{3}{2} + 0,35 \right) + 20,52 \cdot 3,72 \cdot \left(\frac{3}{2} - 0,35 \right) = 125,7 \text{ кН};$$

$$F_4 = F_8 = s \cdot \mu_3 \cdot \frac{d_2}{2} = 20,52 \cdot 3,72 \cdot \frac{3}{2} = 114,5 \text{ кН};$$

$$F_5 = F_6 = F_7 = 0.$$

в) Опорные моменты

Из таблицы 5.5 примера 5 максимальный изгибающий момент в сечении 1 – 1 $M_{\max} = M_{\text{лев}} = -1428,2 \text{ кН}\cdot\text{м}$ при комбинации 1,2(0,7), 3, 4(-), 5(0,9). Для той же комбинации определяем момент на правой стойке, при этом очевидно, что нагрузку 3 следует заменить на 3*, нагрузку 4 – на нагрузку 4* и поменять знак, а нагрузку 5 – на 5*. Изгибающий момент при комбинации 1, 2(0,7), 3*, 4*(+), 5* будет равен:

$$M_{\text{пр}} = -168,0 - 232,8 \cdot 0,7 + 18,0 + 95,0 + 301,2 \cdot 0,9 = +53,1 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Таким образом, изгибающие моменты по **1 комбинация усилий** равны:

$$M_{\text{лев}1} = -1428,2 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad M_{\text{пр}1} = +53,1 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

Подсчитываем изгибающие моменты по **2 комбинации усилий**, в которой отсутствуют усилия от снеговой нагрузки:

$$M_{\text{лев}2} = M_{\text{лев}} - M_{\text{сн}} = -1428,2 - (-232,8 \cdot 0,7) = -1265,2 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{\text{пр}2} = M_{\text{пр}} - M_{\text{сн}} = +53,1 - (-232,8 \cdot 0,7) = +216,1 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Схема приложения опорных моментов представлена на рисунке 8.5,а.

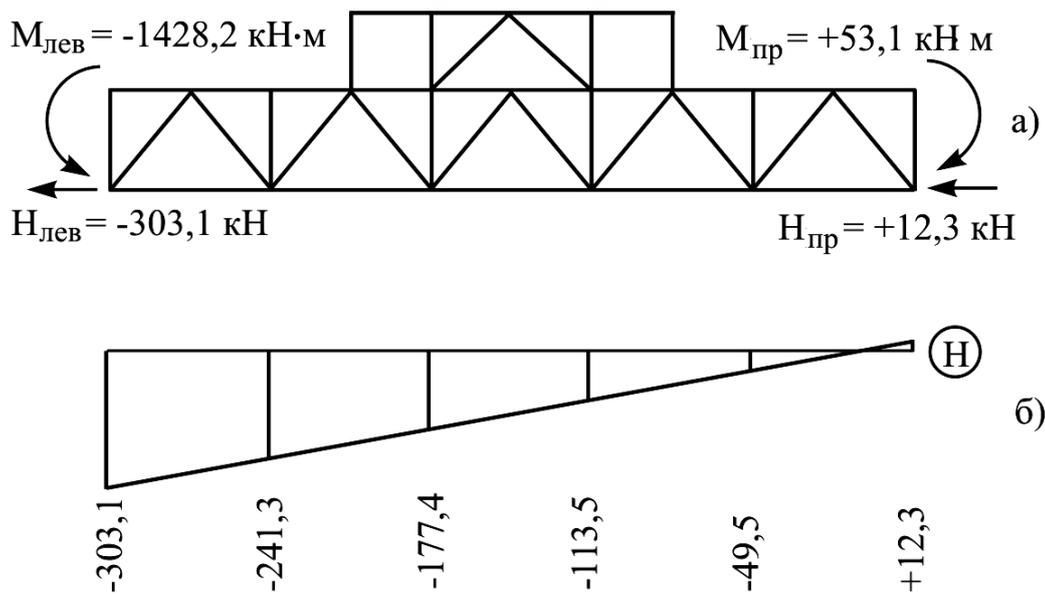


Рисунок 4.5 – Схема приложения опорных моментов и распора (а), эпюра нормальных сил в нижнем поясе фермы от распора (б)

г) Нагрузка от распора рамы

Нагрузка от распора рамы принимается по тем же комбинациям, что и опорные моменты:

1 комбинация усилий:

$$Q_{лев1} = H_{лев} = +11,6 + 16,4 \cdot 0,7 - 182,5 - 91,2 - 59,3 \cdot 0,9 = -303,1 \text{ кН};$$

$$Q_{пр1} = H_{пр} = +11,6 + 16,4 \cdot 0,7 + 33,8 + 14,9 - 66,1 \cdot 0,9 = +12,3 \text{ кН}.$$

2 комбинация усилий:

$$Q_{лев2} = Q_{лев1} - Q_{сн} = -303,1 - (+16,4 \cdot 0,7) = -314,6 \text{ кН};$$

$$Q_{пр2} = Q_{пр1} - Q_{сн} = +12,3 - (+16,4 \cdot 0,7) = +0,8 \text{ кН}.$$

Схема приложения распора приведена на рисунке 8.5,а, распределение распора в нижнем поясе фермы приведено на рисунке 8.5,б.

4.2.2 Определение усилий в стержнях фермы

Усилия определяются любым известным методом строительной механики. Результаты статического расчета фермы приведены в таблицах 8.2...8.6, нумерация стержней принята по рисунку 8.6.

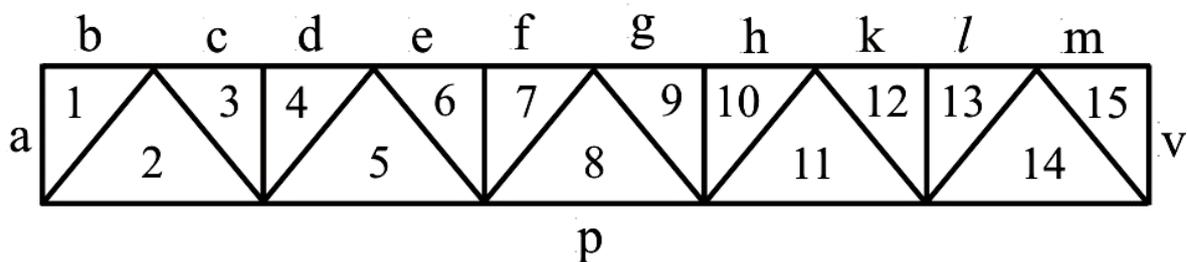


Рисунок 4.6 – Расчетная ферма пролетом 30 м с нумерацией панелей

4.2.3 Определение расчетных усилий в стержнях фермы

Определение расчетных усилий проводится в табличной форме. Результаты расчета приведены в таблице 8.7.

Таблица 4.2 – Усилия в элементах фермы (кН) от постоянной нагрузки

Верхний пояс		Нижний пояс		Стойки		Раскосы	
№№ стержня	Усилие	№№ стержня	Усилие	№№ стержня	Усилие	№№ стержня	Усилие
b-1	0	p-2	+214,0	a-1	-20,0	1-2	-310,1
c-3	-388,5	p-5	+522,2	3-4	-42,8	2-3	+252,9
d-4	-388,5	p-8	+594,6	6-7	-67,0	4-5	-193,8
e-6	-590,3	p-11	+522,2	9-10	-67,0	5-6	+98,8
f-7	-590,3	p-14	+214,0	12-13	-42,8	7-8	-6,2

g-9	-590,3			v-15	-20,0	8-9	-6,2
h-10	-590,3					10-11	+98,8
k-12	-388,5					11-12	-193,8
l-13	-388,5					13-14	+252,9
m-15	0					14-15	-310,1

Таблица 4.3 – Усилия в элементах фермы (кН) от снеговой нагрузки по 1 варианту

Верхний пояс		Нижний пояс		Стойки		Раскосы	
№№ стержня	Усилие	№№ стержня	Усилие	№№ стержня	Усилие	№№ стержня	Усилие
b-1	0	p-2	+258,8	a-1	-32,7	1-2	-375,1
c-3	-453,1	p-5	+580,4	3-4	-70,2	2-3	+281,5
d-4	-453,1	p-8	+650,8	6-7	-73,9	4-5	-184,5
e-6	-650,8	p-11	+580,4	9-10	-73,9	5-6	+102,1
f-7	-650,8	p-14	+258,8	12-13	-70,2	7-8	0
g-9	-650,8			v-15	-32,7	8-9	0
h-10	-650,8					10-11	+102,1
k-12	-453,1					11-12	-184,5
l-13	-453,1					13-14	+281,5
m-15	0					14-15	-375,1

Таблица 4.4 – Усилия в элементах фермы (кН) от снеговой нагрузки по 2 варианту

Верхний пояс		Нижний пояс		Стойки		Раскосы	
№№ стержня	Усилие	№№ стержня	Усилие	№№ стержня	Усилие	№№ стержня	Усилие
b-1	0	p-2	+285,6	a-1	-28,7	1-2	-414,0
c-3	-514,5	p-5	+623,7	3-4	-125,7	2-3	+331,8
d-4	-514,5	p-8	+623,7	6-7	0	4-5	-158,1
e-6	-623,7	p-11	+623,7	9-10	0	5-6	0
f-7	-623,7	p-14	+285,6	12-13	-125,7	7-8	0
g-9	-623,7			v-15	-28,7	8-9	0
h-10	-623,7					10-11	0
k-12	-514,5					11-12	-158,1
l-13	-514,5					13-14	+331,8
m-15	0					14-15	-414,0

Таблица 4.5 – Усилия в элементах фермы (кН) от нагрузки $M_{лев}=1$

Верхний пояс		Нижний пояс		Стойки		Раскосы	
№№ стержня	Усилие	№№ стержня	Усилие	№№ стержня	Усилие	№№ стержня	Усилие
b-1	-0,328	p-2	+0,295	a-1	0	1-2	+0,048

c-3	-0,262	p-5	+0,229	3-4	0	2-3	-0,048
d-4	-0,262	p-8	+0,164	6-7	0	4-5	+0,048
e-6	-0,197	p-11	+0,098	9-10	0	5-6	-0,048
f-7	-0,197	p-14	+0,033	12-13	0	7-8	+0,048
g-9	-0,131			v-15	0	8-9	-0,048
h-10	-0,131					10-11	+0,048
k-12	-0,066					11-12	-0,048
l-13	-0,066					13-14	+0,048
m-15	0					14-15	-0,048

Таблица 4.6 – Усилия в элементах фермы (кН) от нагрузки $M_{пр} = 1$

Верхний пояс		Нижний пояс		Стойки		Раскосы	
№№ стержня	Усилие	№№ стержня	Усилие	№№ стержня	Усилие	№№ стержня	Усилие
b-1	0	p-2	+0,033	a-1	0	1-2	-0,048
c-3	-0,066	p-5	+0,098	3-4	0	2-3	+0,048
d-4	-0,066	p-8	+0,164	6-7	0	4-5	-0,048
e-6	-0,131	p-11	+0,229	9-10	0	5-6	+0,048
f-7	-0,131	p-14	+0,295	12-13	0	7-8	-0,048
g-9	-0,197			v-15	0	8-9	+0,048
h-10	-0,197					10-11	-0,048

k-12	-0,262					11-12	+0,048
l-13	-0,262					13-14	-0,048
m-15	-0,328					14-15	+0,048

4.2.4 Конструктивный расчет фермы

Подбор сечений элементов фермы проводится в табличной форме, результаты расчета приведены в таблице 8.8. Толщину фасонки принимаем 16 мм по максимальному усилию +1245,4 кН в соответствии с таблицей 8.1.

Таблица 4.7 – Расчетные усилия в стержнях ферм (кН)

Элемент	№№ стержня	Усилия от постоянной нагрузки	Усилия от снеговой нагрузки		Усилия от опорных моментов				Усилия от рапоры	Расчетные усилия				
			$\Psi=1$	$\Psi=0,7$	Млев=1	Мпр=1	Млев= кН·м	Мпр= кН·м		№№ усилий	Растяжение	№№ усилий	Сжатие	
Верхний пояс	1	0	2а	2б			3	4	5					
	b-1	-388,5	0	0	-0,328	0	+468,4	0						
	c-3	-388,5	-514,5	-360,2	-0,262	-0,066	+374,5	-3,5			1,2а	+468,4	-903,0	
	d-4	-590,3	-514,5	-360,2	-0,262	-0,066	+374,2	-3,5			1,2а		-903,0	
Нижний	p-2	+214,0	+285,6	+199,9	+0,295	+0,033	-421,3	+1,8	-303,1		1,2а	+499,6	-308,7	
	p-5	+522,2	+623,7	+435,6	+0,229	+0,098	-327,1	+5,2	-241,3		1,2а	+1145,9		
Стойки	3-4	-42,8	-125,7	-88,0	0	0	0	0					1,2а	-168,5
	6-7	-67,0	-73,9	-51,7	0	0	0	0					1,2а	-140,9
Раскосы	1-2	-310,1	-414,0	-289,8	+0,048	-0,048	-68,6	-2,5					1,2а	-724,1
	2-3	+252,9	+331,8	+232,3	-0,048	+0,048	+68,6	+2,5			1,2а	+584,7		
	4-5	-193,8	-184,5	-129,2	+0,048	-0,048	-68,6	-2,5					1,2а	-394,1
	5-6	+98,8	+102,1	+71,5	-0,048	+0,048	+68,6	+2,5					1,2а	+241,4

Таблица 4.8 – Подбор сечений элементов ферм

Элемент	№.№ стержня	Расчетные усилия		Сечение парного уголка	Площадь сечения (см ²)	I_x / I_y (см)	i_x / i_y (см)	λ_x / λ_y	λ_u	φ_{min}	γ_c	Проверка сечений	
		Растяжение	Сжатие									Прочность	Устойчивость
Верхний пояс	b-1	+468,4				280/280	4,95/7,59	56,6/—	400		0,95	0,297<1	
	c-3		-903,0										
	d-4		-903,0	160×12	74,78	300/300	4,94/8,75	60,7/33,9	124,5	0,822	0,95		0,924<1
	e-6		-1241,1										
	p-2	+499,6	-308,7			580/580	4,96/8,75	116,9/66,24	133,4	0,718	0,95		0,469<1
	p-5	+1145,9 +1245,4	+	160×10	62,86	600/600	3,82/—	157,1/—	400		0,95	0,907<1	
Стойки	3-4		-168,5	75×7	20,3	252/315	2,29/4,70	110,0/67,0	126,9	0,509	0,8		0,746<1
	6-7		140,0										
Раскосы	1-2		-724,1	140×9	49,44	337/421	4,34/7,77	77,6/54,2	124,4	0,724	0,95		0,926<1
	2-3	+584,7		100×7	27,5	348/435	3,08/—	113,0/—	400		0,95	0,973<1	
	4-5		-394,1	140×9	49,44	348/435	4,34/7,77	100,0/55,6	134,7	0,707	0,8		0,636<1
	5-6	+241,4		100×7	27,5	348/435	3,08/—	113,0/—	400		0,95	0,402<1	

4.2.5 Расчет сварных швов крепления стержней решетки

Назначаем параметры сварки: сварка полуавтоматическая в среде углекислого газа, сварочная проволока марки СВ-08Г2С (таблица Г.2 [1]), расчетное сопротивление металла шва $R_{wf} = 21,5 \text{ кН/см}^2$ (таблица Г.3 [1]), металла границы сплавления $R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65 \text{ кН/см}^2$ ($R_{un} = 37 \text{ кН/см}^2$ принимается по таблице В.5 [1] для стали С255), диаметр сварочной проволоки 2 мм, положение шва – нижнее. Назначаем предварительно катет шва $k_f = 6 \text{ мм}$. По таблице 39 [1] определяем коэффициенты проплавления шва:

$$\beta_f = 0,9; \quad \beta_z = 1,05.$$

Расчетные сопротивления:

$$\begin{aligned} \beta_f \cdot R_{wf} &= 0,9 \cdot 21,5 = 19,35 > \\ &> \beta_z \cdot R_{wz} = 16,65 \cdot 1,05 = 17,48 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

Расчет ведем по металлу границы сплавления. Длину шва определяем по формуле:

$$l_w = \frac{N}{2 \cdot k_f \cdot \beta_z \cdot R_{wz}}.$$

Следует учесть, что из конструктивных соображений наибольший катет шва по перу уголка следует принимать на 2 мм меньше толщины полки уголка. В равнополочных уголках на шов обушка приходится 70%, а на шов пера 30% усилия в стержне, то есть:

$$N_{об} = 0,7 \cdot N; \quad N_n = 0,3 \cdot N.$$

Для опорного раскоса принимается:

$$N_{об} = 0,75 \cdot N; \quad N_n = 0,25 \cdot N.$$

Расчет швов приведен в таблице 8.9.

Таблица 4.9 – Расчет сварных швов стропильной фермы

№№ стержня	Уси- лие N (кН)	Сечение стержня	Шов по обушке			Шов по перу		
			N _{об} (кН)	k _f (см)	l _w (см)	N _п (кН)	k _f (см)	l _w (см)
1-2	724,1	140×9	543,1	0,8	19,4	181,0	0,7	22,2
2-3	584,7	100×7	409,3	0,8	14,6	175,4	0,5	23,4
3-4	168,5	75×7	118,0	0,8	4,2	50,6	0,5	6,8
4-5	394,1	140×9	275,9	0,8	9,8	118,2	0,5	15,7
5-6	241,4	100×7	169,0	0,8	6,0	72,4	0,5	9,7
6-7	140,9	75×7	98,6	0,8	3,5	42,3	0,5	5,6
7-8	77,3	100×7	54,1	0,8	1,9	23,2	0,5	3,1

Фактическую длину шва необходимо принять на 1 см больше расчетной. Минимальную фактическую длину шва принять не менее 5 см.

4.6 Расчет укрупнительного стыка фермы

Укрупнительный стык конструируем на высокопрочных болтах и располагаем в середине пролета фермы (рисунок 8.7). Таким образом, ферма состоит из двух отправочных элементов длиной по 14,8 м. Конструкция стыка показана на рисунке 8.7. Для каждого пояса принимаем стальные накладки следующих размеров: 1 накладка 600×320×10 мм и 4 накладки 600×120×10 мм.

Определяем несущую способность одного болта на одну поверхность трения:

$$Q_{bh} = \frac{R_{bh} \cdot A_{bn} \cdot \mu}{\gamma_h} = \frac{75,46 \cdot 3,53 \cdot 0,58}{1,12} = 137,9 \text{ кН},$$

где $R_{bh} = 0,7 \cdot R_{bun} = 75,46 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта; $A_{bn} = 3,53 \text{ см}^2$ – площадь болта нетто; $\mu = 0,58$ – по таблице 42 [1] при дробеструйной обработке двух поверхностей без консервации; $\gamma_h = 1,12$ – по таблице 42 [1] при статической нагрузке для разности диаметров болта и отверстия $\delta = 3 \text{ мм}$.

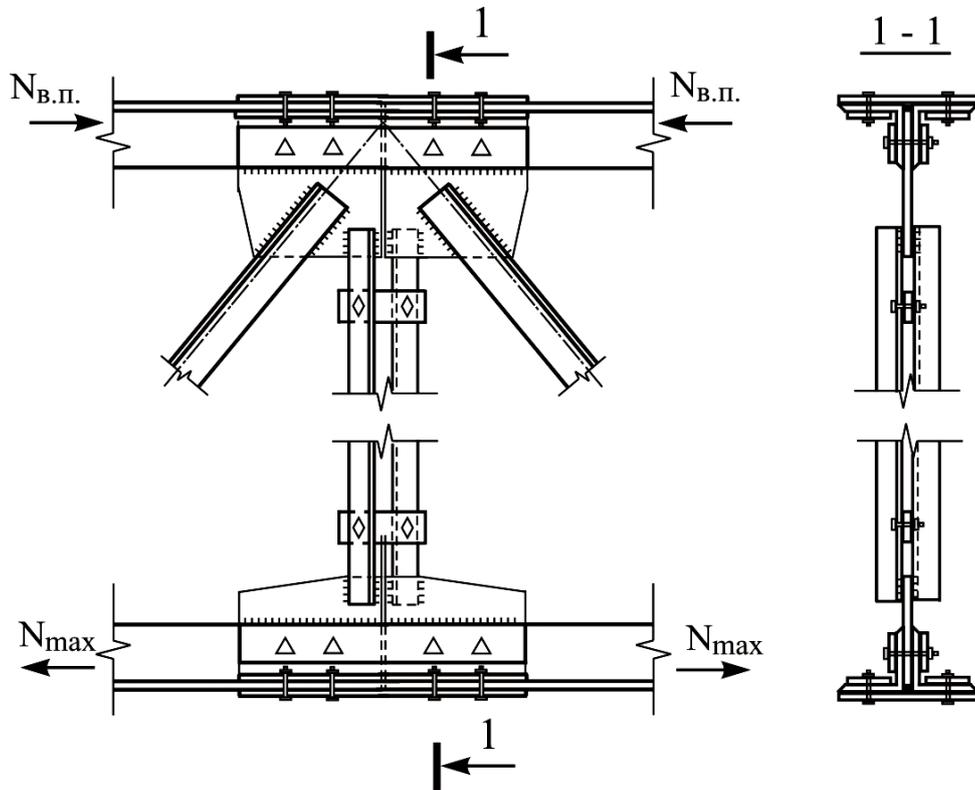


Рисунок 4.7 – Укрупнительный стык фермы на высокопрочных болтах

Максимальное усилие $N_{max} = +1245,4 \text{ кН}$ возникает в нижнем поясе. Необходимое количество болтов при двух плоскостях трения:

$$n = \frac{N_{max}}{k \cdot Q_{bh}} = \frac{1245,4}{2 \cdot 137,9} = 4,52 \text{ болта,}$$

где $k=2$ – количество поверхностей трения.

Принимаем 6 болтов. В верхнем поясе стык выполняется аналогично.

4.7 Расчет узла примыкания поясов фермы к колонне

Максимальное усилие в опорной панели верхнего пояса фермы составляет $N = +499,6$ кН (таблица 8.7). Схема узла приведена на рисунке 8.8.

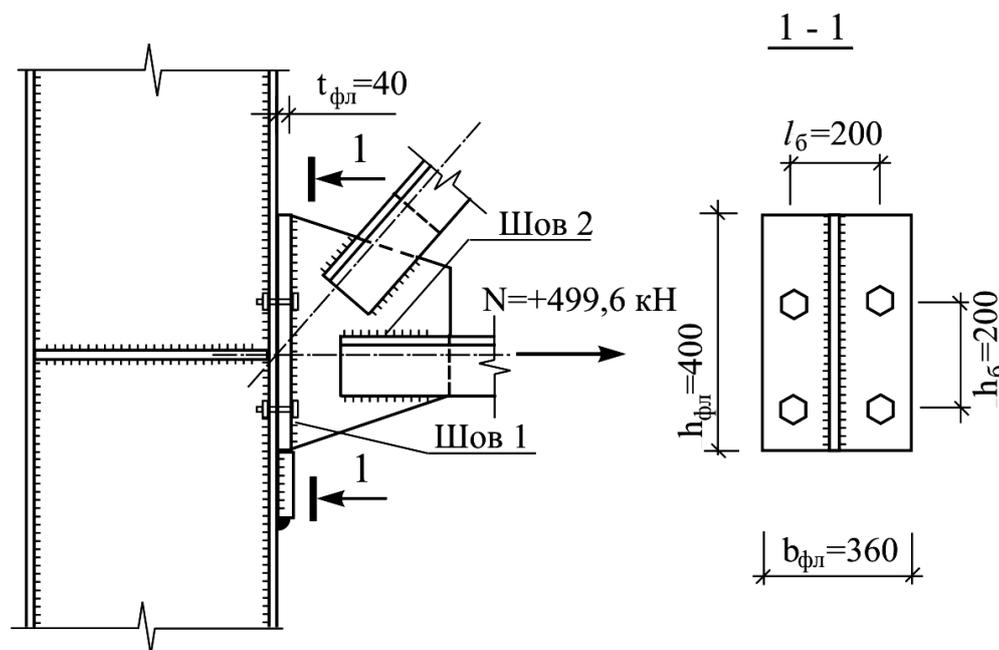


Рисунок 4.8 – Узел примыкания верхнего пояса фермы к колонне

Для крепления фланца к колонне принимаем болты нормальной точности класса 6.6 диаметром 30 мм. Расчетное сопротивление болтов на растяжение по таблице 58* [1] составляет $R_{bt} = 25$ кН/см², площадь сечения болта нетто по таблице 62* [1] составляет $A_{bn} = 5,60$ см². Несущая способность одного болта на растяжение:

$$N_b = R_{bt} \cdot A_{bn} = 25 \cdot 5,6 = 140,0 \text{ кН.}$$

Необходимое количество болтов в соединении:

$$n = \frac{N}{N_b} = \frac{499,6}{140,0} = 3,57 \text{ шт.}$$

Принимаем 4 болта и размещаем их симметрично относительно центра тяжести сечения элемента верхнего пояса. Расстояние между отверстиями под болты принимаем в соответствии с таблицей 39 [1].

Рассчитываем шов 1, крепящий фланец к фасонке. Принимаем параметры сварки такие же, как при расчете узлов крепления элементов решетки к поясам. Расчет ведем по металлу границы сплавления. Фланец крепится двумя швами, при этом требуемая длина шва:

$$l_{wl} = \frac{N}{2 \cdot k_f \cdot \beta_z \cdot R_{wz}} = \frac{499,6}{2 \cdot 0,8 \cdot 1,05 \cdot 16,65} = 17,9 \text{ см.}$$

Фактическая длина шва должна быть больше требуемой на 1 см. Конструктивно из условия размещения болтов и стержня верхнего пояса на фасонке назначаем высоту фланца $h_{фл} = 42$ см.

Рассчитываем шов 2, крепящий нижний пояс к фасонке. Высота от верхней грани уголка 160×10 до центра тяжести сечения $z_0 = 4,3$ см. Высота уголка $h = 16$ см. Усилие в шве, крепящем фасонку к обушку уголка:

$$N_{об} = N \cdot \frac{h - z_0}{h} = 499,6 \cdot \frac{16 - 4,3}{16} = 365,3 \text{ кН.}$$

Усилие в шве по перу:

$$N_n = N - N_{об} = 499,6 - 365,3 = 134,3 \text{ кН.}$$

Требуемая длина двух швов по обушку и по перу при катетах швов $k_f = 8$ мм по перу и обушку:

$$l_{woб} = \frac{N_{об}}{2 \cdot k_f \cdot \beta_z \cdot R_{wz}} = \frac{365,3}{2 \cdot 0,8 \cdot 1,05 \cdot 16,65} = 13,1 \text{ см;}$$

$$l_{wn} = \frac{N_n}{2 \cdot k_f \cdot \beta_z \cdot R_{wz}} = \frac{134,3}{2 \cdot 0,8 \cdot 1,05 \cdot 16,65} = 4,8 \text{ см.}$$

Принимаем фактическую длину шва 15 см одинаковой по обушку и перу уголков.

Ширину фланца принимаем равной ширине полки сечения верхней части колонны $b_f = b_{фл} = 36$ см. Расстояние между болтами в горизонтальной плоскости назначаем $l_b = 20$ см. Изгибающий момент во фланце:

$$M_{фл} = \frac{N \cdot l_b}{4} = \frac{499,6 \cdot 20}{4} = 2498 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Требуемая толщина фланца:

$$t_{\text{фл}} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\text{фл}}}{h_{\text{фл}} \cdot R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 2498}{42 \cdot 23}} = 3,94 \text{ см.}$$

Принимаем толщину фланца по сортаменту $t_{\text{фл}} = 40$ мм.

5 ПРОЕКТИРОВАНИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ И ВЕРТИКАЛЬНЫХ СВЯЗЕЙ ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ

Связи в промышленном здании необходимы для обеспечения неизменяемости пространственной системы каркаса и устойчивости его сжатых элементов, восприятия и передачи на фундаменты некоторых нагрузок (ветровых, горизонтальных от кранов), обеспечения совместной работы поперечных рам при местных нагрузках, а также создания жесткости каркаса, необходимой для обеспечения нормальной эксплуатации.

Связи подразделяются на связи между колоннами и связи между фермами (связи шатра).

5.1 Связи между колоннами

Связи необходимо ставить в каждом температурном блоке. При небольшой длине здания (температурного блока) ставится вертикальная связь в одной панели в уровне нижней части колонны, а в уровне верхней части колонны связи ставятся в основном связевом блоке и в блоках по торцам здания (рисунок 9.1). Связи по фермам и фонарю выполняются аналогично связям по верхней части колонн.

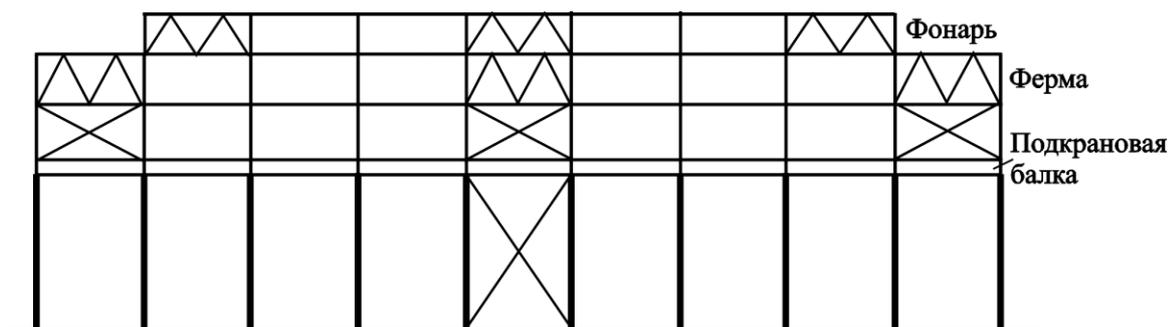


Рисунок 5.1 – Схема расположения вертикальных связей

5.2 Горизонтальные связи по покрытию

Горизонтальные связи располагаются в плоскостях нижнего и верхнего поясов ферм, а также в уровне верхнего пояса фонаря (рисунок 9.2).

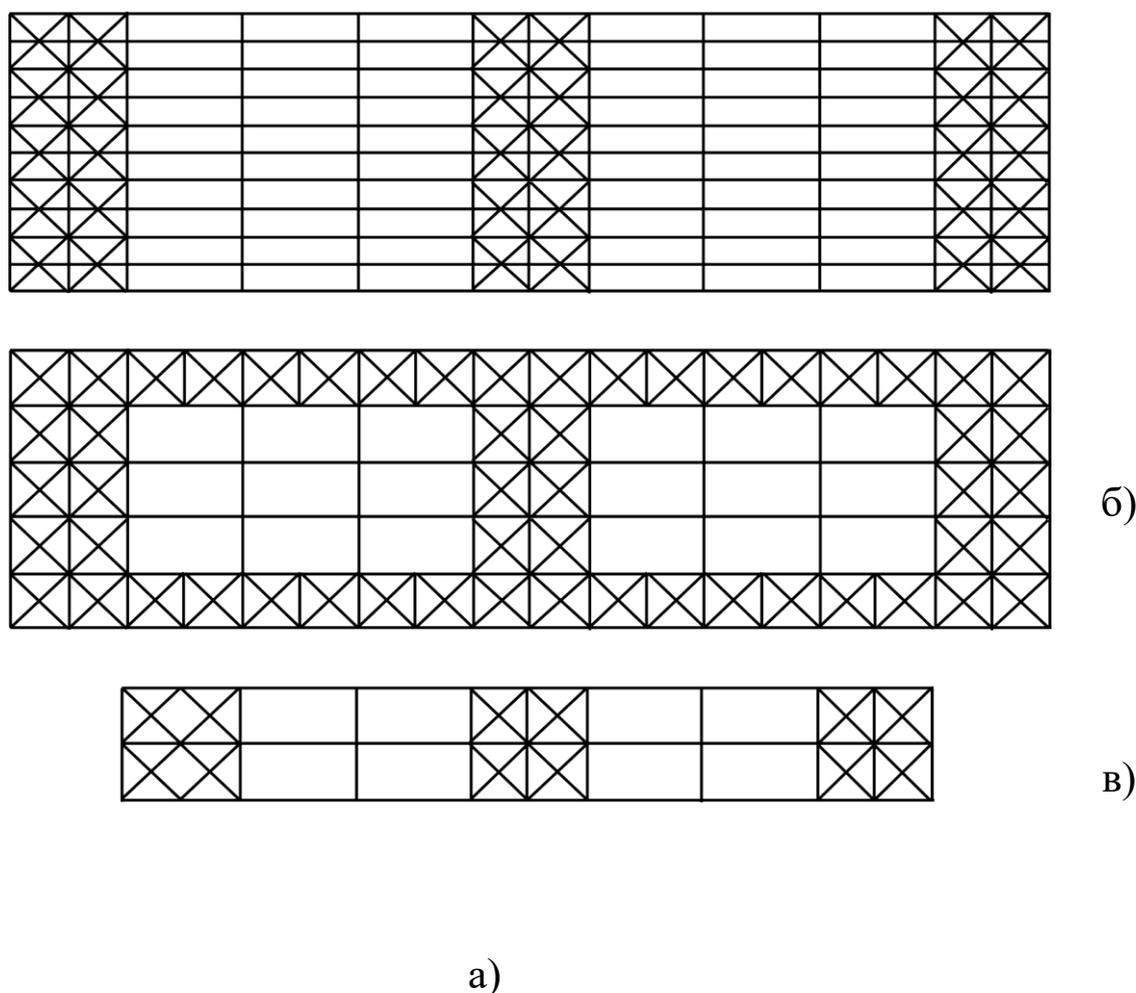


Рисунок 5.2 – Горизонтальные связи по верхнему (а) и нижнему поясам (б) ферм и по верхнему поясу фонаря (в)

Для закрепления плит и прогонов от продольных смещений устраиваются горизонтальные связи по верхним поясам ферм (рисунок 9.2,а), которые целесообразно располагать по торцам здания. В зданиях с мостовыми кранами необходимо обеспечить горизонтальную жесткость каркаса как поперек, так и вдоль здания. Поэтому в однопролетных зданиях большой высоты ($H > 18\text{м}$), в зданиях с мостовыми крана-

ми грузоподъемностью более 100 кН, а с кранами режимов работы 7К и 8К при любой грузоподъемности обязательна система связей по нижнему поясу ферм (рисунок 9.2,б). Кроме того, между фермами устанавливаются вертикальные связи в основном связевом блоке и в блоках по торцам (рисунок 9.1). Аналогично выполняются вертикальные связи по фонарю (рисунок 9.1 и 9.2,в).

ЛИТЕРАТУРА

1. Свод правил СП 16.13330.2011. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81* [Текст] / – М.: Минрегион России, 2011. – 172 с.
2. Металлические конструкции. Общий курс [Текст]/ Под ред. Е.И. Беленя. – М.: Стройиздат, 1985. – 560 с.
3. Свод правил СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. [Текст].– М.: Минрегион России, 2011.– 88 с.
4. Свод правил СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 (с Изменениями N 1, 2).– Текст].– М.: Минрегион России, 2012.– 92 с.
5. СНиП 2.09.03-85. Сооружения промышленных предприятий [Текст].– М.: Госстрой СССР, 1986.– 96 с.
6. ГОСТ 19903-74*. Прокат листовой горячекатаный. Сортамент.
7. ГОСТ 26020-83. Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок. Сортамент.
8. ГОСТ 82-70*. Прокат стальной горячекатаный широкополосный универсальный. Сортамент.
9. ГОСТ 8239-89. Двутавры стальные горячекатаные. Сортамент.
10. ГОСТ 8509-93. Уголки стальные горячекатаные равнополочные. Сортамент.

