

**Tallinna Tehnikaülikool
Virumaa Kolledz**

**Teraskonstruksioonid
Kursuseprojekt**

Koostas: Dmitri Popov
Rühm: RDBR 71
Kontrollis: lektor J.Kriis

SISUKORD

SISUKORD	2
1. Исходные данные:	4
2. Расчётная схема.	4
3. Расчёт плоской фермы.	5
3.1. Выбор ограждающих конструкций и их крепление:.....	5
3.2. Сбор нагрузок:	5
3.3. Выявление узловых нагрузок:	5
3.4. Определение усилий в элементах фермы (метод моментной точки и вырезания углов).	6
3.4.1. Расчётная схема	6
3.4.2. Метода моментной точки:	6
3.4.3. Сечение I-I:	7
3.4.4. Сечение II-II:	7
3.4.5. Сечение III-III:	8
3.4.6. Сечение IV-IV:	8
3.4.7. Метод вырезания узлов.....	9
3.4.8. Вырезаем узел 1.....	9
3.4.9. Вырезаем узел 7.	9
3.4.10. Таблица усилий в элементах фермы:.....	10
3.5. Подбор сечений элементов фермы.	11
3.5.1. Подбор сечений	11
3.5.2. Проверка на гибкость:.....	11
3.5.3. Таблица предельная гибкость.....	11
3.5.4. Проверка устойчивости стержня:	12
3.5.5. Проверяем гибкость стенки.....	12
3.5.6. Выбираем сталь.	12
3.5.7. Верхний центрально сжатый пояс:	12
3.5.8. Нижний растянутый пояс:	13
3.5.9. Центрально сжатые раскосы:	14
3.5.10. Растянутые вертикали:	14
3.6 Сварные швы.....	15
Таблица подбора сечений фермы.....	15
4. Расчёт балки.	17
4.1. Конструктивная схема.	17
4.2 Сбор нагрузок	17
4.3. Расчёт балки.	18
4.3.1. Максимальный изгибающий момент.	18
4.3.2. Максимальная поперечная сила на опоре	18
4.3.3. Требуемый момент сопротивления сечения балки.	18
4.3.4. Подбираем сечение двутавра по сортаменту.....	18
4.3.5. Проверяем минимальную высоту балки из условия жёсткости.	18
4.3.6. Проверка стенки двутавра на местную устойчивость.	19
4.3.7. Расчётное напряжение в балке	19
4.3.8. Фактический относительный прогиб балки.....	19
5 Расчёт опорного ребра балки и опорного столика.	20
5.1 Определяем площадь смятия торца опорного ребра.....	20

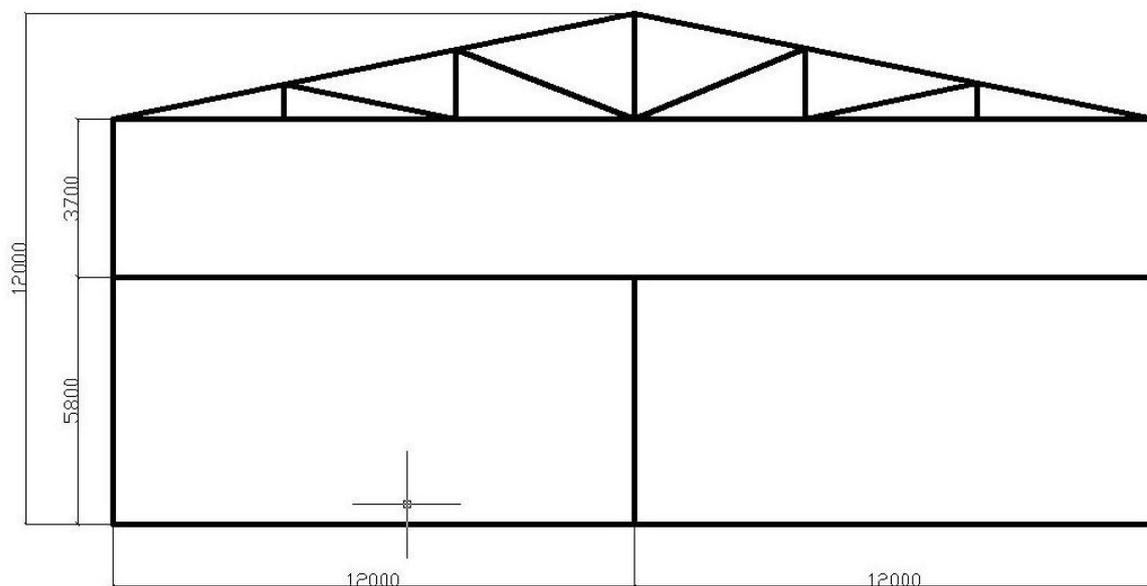
5.2 Находим наименьшее значение катета сварного шва по границе сплавления при ограничении длины шва величиной:	20
5.3 Проверяем напряжение среза по металлу границы сплавления:	20
5.4 Расчёт болтовых соединений	21
5.5 Проверка опорного участка балки на устойчивость	21
5.6 Расчёт крепления опорного столика	21
6. Расчёт колонны	22
6.1. Пояснительная записка	22
6.2. Расчётная схема:	22
6.3. Сбор нагрузок.	23
6.3.1. Ветровая нагрузка	23
6.4. Расчёт сечений колонны	23
6.4.1. Предварительные размеры сечения колонны.	23
6.4.2. Расчётная высота колонны.	24
6.4.3. Эксцентриситет ветровой нагрузки.	24
6.4.4. Требуемая площадь сечения тавра.	24
6.4.5. Назначаем размеры двутавра.	24
6.4.6. Проверка на местную устойчивость стенки:	25
6.4.7. Проверка на местную устойчивость полки:	25
6.4.8. Геометрическая характеристика принятого сечения:	26
6.4.9. Гибкость	26
6.4.10. Проверка устойчивости сечения колонны в плоскости действия момента:	26
6.4.11. Расчёт базы колонны	27
7. Заключение	29
8. Литература	29

1. Исходные данные:

Postide samm	$L_1 = 8m$
Postide samm	$L_2 = 24m$
Korruste arv	2
Hoone kõrgus	$H = 12m$
Esimese kor. Kõrgus	$h_1 = 5.8m$
Kasuskoormus	$N_k = 5 kN/m^2$
Vert. alal. koormus	$N_{lumi} = 1,5 kN/m^2$ - lumi
Horis. alal. koormus	$N_{tuul} = 0.7 kN/m^2$ - tuul

2. Расчётная схема.

1. Расчёт плоской фермы.
2. Расчёт реберного перекрытия.
3. Расчёт колонны.



3. Расчёт плоской фермы.

3.1. Выбор ограждающих конструкций и их крепление:

Кровельные ограждающие конструкции

Выбираем панели: **Rukki**, толщина **100mm**, длина **12м**, ширина **1 м**, толщина обшивки **0,6 mm**, вес панели **25,4кг/м²**

В роли обрешетки под сэндвич –выбираем Z профиль: **142Z15**, высота **142mm**, толщина **15mm**, верхняя полка **60mm**, нижняя полка **55mm**, **Lt=14mm**, **Lb=16mm**, **E=44mm**, **F=42mm**, вес **3,26 кг/м**.

3.2. Сбор нагрузок:

Нагрузка	Элементы покрытия и расчёт нагрузки	Нормативная нагрузка, kN/m ²	Коэффициент надёжности по нагрузке γ_f	Расчётная нагрузка, kN/m ²
Постоянная	Сэндвич – панель	0,0254	1,35	0.03429
	Z профиль	0.00326	1.35	0.00440
	Стальные конструкции (ферма и связи)	0.03	1.35	0.0405
Итого постоянных нагрузок		0.05866	1.35	0.07919
Временная	Снеговая нагрузка по всему покрытию при $\mu = 1$ (уклон кровли $\leq 30^\circ$)	1.5	1,5	2.25
Всего		1.55866		2.32919

3.3. Выявление узловых нагрузок:

Угол наклона кровли $\alpha = 12^\circ$ и $\cos \alpha = 1$ (при уклонах верхнего пояса до 1/8)

Последовательно определяем:

усилие F_1 на крайнюю стойку

$$F_1 = l_1 \times \frac{b_1}{2} \times \left(\frac{g}{\cos \alpha} + p \right) \times \gamma_n$$

усилие F_2 на среднюю стойку

$$F_2 = l_1 \times b_1 \times \left(\frac{g}{\cos \alpha} + p \right) \times \gamma_n$$

где:

l_1 – шаг фермы в продольном направлении.

b_1 – длина панели фермы

g – сумма расчётных постоянных нагрузок

p – сумма расчётных временных нагрузок

γ_n – коэффициент надёжности по назначению =0,95

$$F_1 = 8 \times \frac{4.08}{2} \times \left(\frac{0.07919}{1} + 2.32 \right) \times 0,95 = 37kN$$

$$F_2 = 8 \times 4.08 \times \left(\frac{0.07919}{1} + 2.32 \right) \times 0,95 = 74kN$$

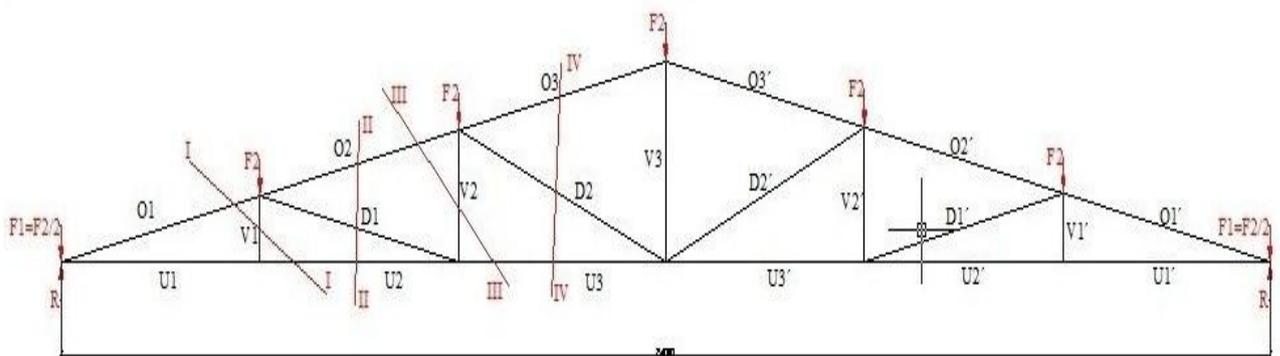
Находим опорную реакцию от полного нагружения фермы:

$$R_{a.b} = F_1 + 2 \times F_2 + \frac{F_2}{2} = 37 + 2 \times 73 + \frac{74}{2} = 220kN$$

3.4. Определение усилий в элементах фермы (метод моментной точки и вырезания углов).

3.4.1. Расчётная схема

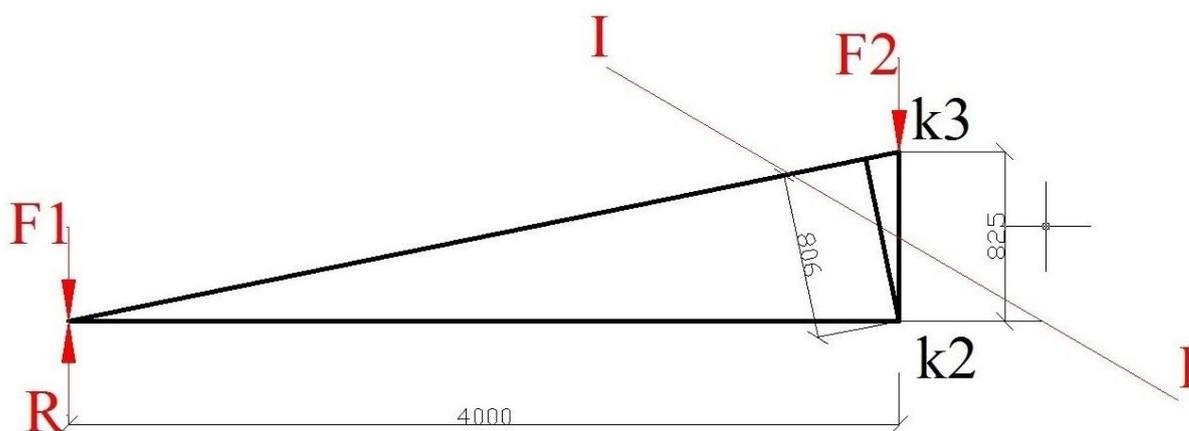
Условимся усилия в элементах верхнего пояса фермы обозначать буквой *O*, усилия в элементах нижнего пояса - буквой *U*, усилия в раскосах – буквой *D*, усилия в стойках-буквой *V*. У этих букв в низу будем ставить цифры, соответствующие номерам элементов фермы.



3.4.2. Метода моментной точки:

Способ моментной точки применяется главным образом в тех случаях, когда удаётся расчлнить ферму на две части так, чтобы при этом перерезанными оказались три её стержня направления осей которых, не пересекаются в одной точке. Направление осей трёх таких перерезанных стержней пересекаются попарно в трёх точках, не лежащих на одной прямой. Точка пересечения осей двух стержней, относительно которой составляется уравнение моментов, называется **моментной**.

3.4.3. Сечение I-I:



Находим усилие O_I в стержне I верхнего пояса:

Моментная точка k_2

$$220 \times 2.5 - 37 \times 4 + O_I \times 0.806 = 0 \rightarrow O_I = \frac{37 \times 4 - 220 \times 4}{0.806} = \mathbf{-908 \text{ kN}}$$

Находим усилие V_I в вертикальном стержне I

Моментная точка k_1

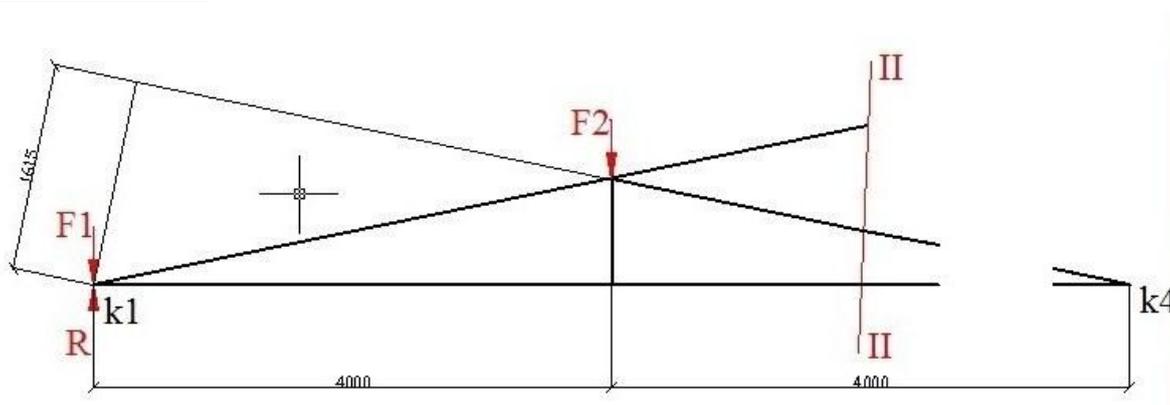
$$220 \times 0 - 37 \times 0 + V_I \times 4 = 0 \rightarrow V_I = \frac{0}{4} = \mathbf{0 \text{ kN}}$$

Находим усилие U_{II} в стержне II нижнего пояса:

Моментная точка k_3

$$220 \times 4 - 37 \times 4 + U_{II} \times 0.825 = 0 \rightarrow U_{II} = \frac{37 \times 4 - 220 \times 4}{0.825} = \mathbf{887 \text{ kN}}$$

3.4.4. Сечение II-II:



Находим усилие O_{II} в стержне II верхнего пояса:

Моментная точка k_4

$$220 \times 8 - 37 \times 8 - 73 \times 4 + O_{II} \times 1.61 = 0 \rightarrow O_{II} = \frac{37 \times 8 + 74 \times 4 - 220 \times 8}{1.61} = \mathbf{-725 \text{ kN}}$$

Находим усилие D_I в раскосом стержне I

Моментная точка k_1

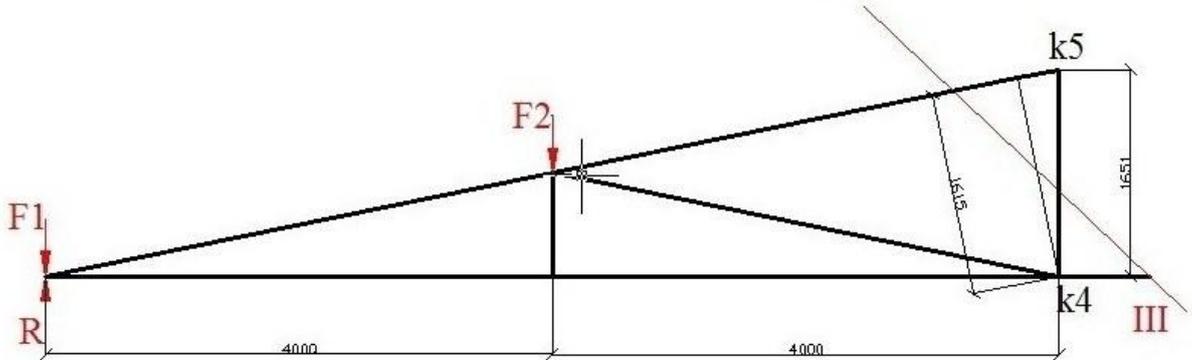
$$220 \times 0 - 37 \times 0 + 74 \times 4 + D_I \times 1.61 = 0 \rightarrow D_I = \frac{-74 \times 4}{1.61} = \mathbf{-183 \text{ kN}}$$

Находим усилие U_{II} в стержне II нижнего пояса:

Моментная точка k_3

$$220 \times 4 - 37 \times 4 - 0 + U_{II} \times 0.825 = 0 \rightarrow U_{II} = \frac{37 \times 4 - 220 \times 4 - 0}{0.825} = \mathbf{887 \text{ kN}}$$

3.4.5. Сечение III-III:



Находим усилие O_{II} в стержне II верхнего пояса:

Моментная точка k_4

$$220 \times 8 - 37 \times 8 - 74 \times 4 + O_{II} \times 1.61 = 0 \rightarrow O_{II} = \frac{37 \times 8 + 74 \times 4 - 220 \times 8}{1.61} = \mathbf{-725 \text{ kN}}$$

Находим усилие V_{II} в вертикальном стержне II

Моментная точка k_1

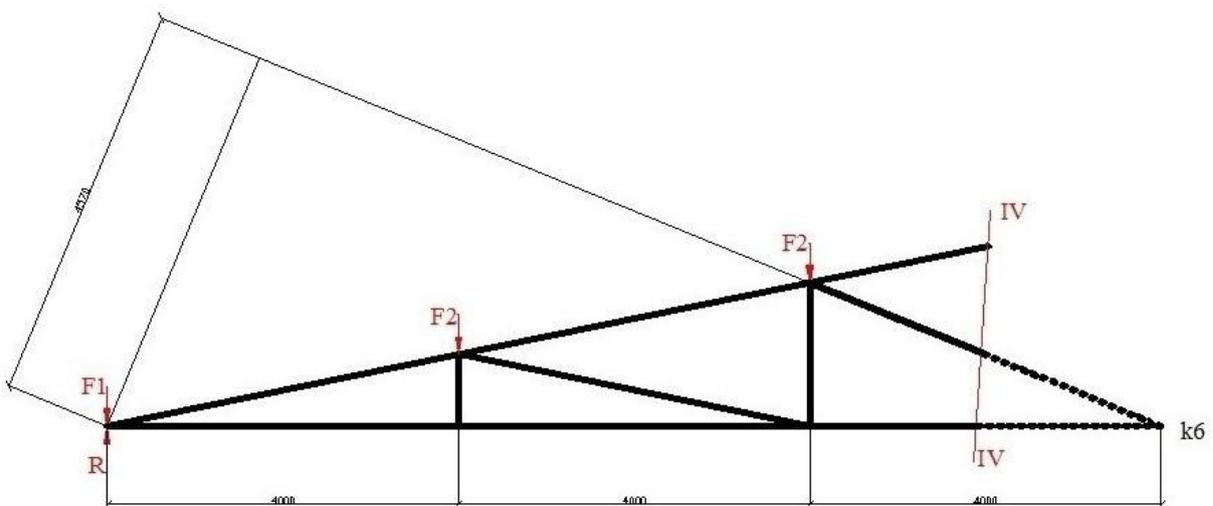
$$220 \times 0 - 37 \times 0 + 74 \times 4 - V_{II} \times 8 = 0 \rightarrow V_{II} = \frac{-74 \times 4}{8} = \mathbf{-37 \text{ kN}}$$

Находим усилие U_{III} в стержне III нижнего пояса:

Моментная точка k_5

$$220 \times 8 - 47 \times 8 - 74 \times 4 - U_{III} \times 1.65 = 0 \rightarrow U_{III} = \frac{37 \times 8 - 220 \times 4 + 74 \times 4}{1.65} = \mathbf{707 \text{ kN}}$$

3.4.6. Сечение IV-IV:



Находим усилие O_{III} в стержне III верхнего пояса:

Моментная точка k_6

$$220 \times 12 - 37 \times 12 - 74 \times 8 - 74 \times 4 + O_{III} \times 2.5 = 0 \rightarrow O_{III} = \frac{37 \times 12 + 74 \times 8 + 74 \times 4 - 220 \times 12}{2.5} = -$$

523 kN

Находим усилие D_{II} в раскосе стержне II

Моментная точка k_1

$$220 \times 0 - 37 \times 0 + 74 \times 8 + 74 \times 4 + D_{II} \times 4.57 = 0 \rightarrow D_{II} = \frac{-74 \times 8 - 74 \times 4}{4.57} =$$

-194 kN

Находим усилие U_{III} в стержне III нижнего пояса:

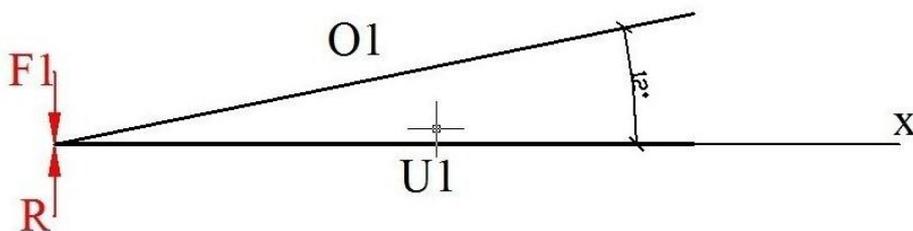
Моментная точка k_5

$$220 \times 8 - 37 \times 8 - 74 \times 4 - 74 \times 0 - U_{III} \times 1.65 = 0 \rightarrow U_{III} = \frac{37 \times 8 - 220 \times 4 + 74 \times 4}{1.65} = \mathbf{174 kN}$$

3.4.7. Метод вырезания узлов.

В стержне I нижнего пояса и вертикальном стержне III невозможно определить усилие методом моментных точек, по-этому используем метод вырезания узлов.

3.4.8. Вырезаем узел 1.

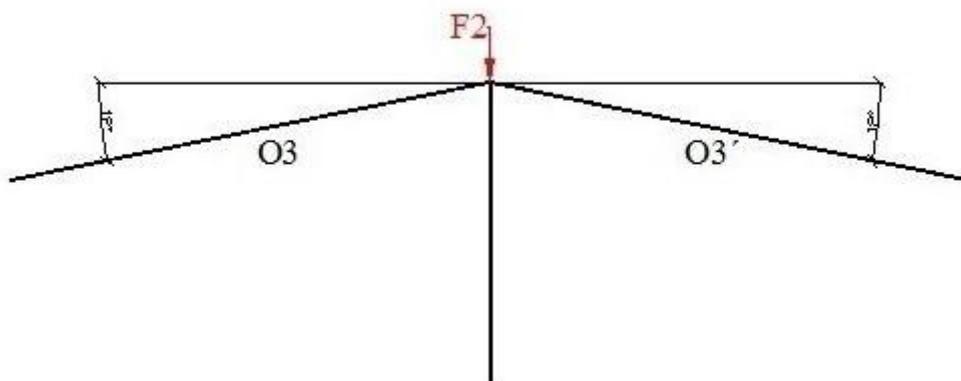


Находим усилие U_I в стержне I нижнего пояса проецируя все силы на ось X:

$$U_I + O_I \times \cos 18^\circ = 0$$

$$U_I = -O_I \times \cos 18^\circ = +908 \times \cos 18^\circ = \mathbf{888 kN}$$

3.4.9. Вырезаем узел 7.



Находим усилие V_{III} в вертикальном стержне III проецируя все силы на ось Y:

$$V_{III} + F_2 + O_{III} \times \sin 18^\circ + O_{III}' \times \sin 12^\circ = 0$$

$$V_{III} = -F_2 - O_{III} \times \sin 12^\circ - O_{III}' \times \sin 12^\circ = -74 + 523 \times \sin 12^\circ + 523 \sin 12^\circ = \mathbf{142 kN}$$

3.4.10. Таблица усилий в элементах фермы:

Элементы фермы	Обозначение стержней	Расчетное усилие Кп	
		Сжатие	Растяжени
Верхний пояс	O1	-908	-
	O2	-725	-
	O3	-523	-
Нижний пояс	U1	-	987
	U2	-	887
	U3	-	707
Раскосы	D1	-183	-
	D2	-194	-
Стойки	V	0	-
	V1	-	37
	V2	-	142

3.5. Подбор сечений элементов фермы.

3.5.1. Подбор сечений

Площадь сечения растянутых элементов находят по формуле, полученной из условия прочности элемента:

$$A_n \geq \frac{N_{max}}{R_y \times y_c}$$

А сжатых элементов по формуле, полученной из условия устойчивости элемента:

$$A \geq \frac{N_{max}}{\varphi R_y \times y_c}$$

где,

N_{max} – усилие в элементе

R_y – расчётное сопротивление стали

φ – коэффициент пробольного изгиба, принимаемый 0,7 – 0,8 для поясов и 0,5 – 0,6 для стержней решетки

y_c – коэффициент условия работы

3.5.2. Проверка на гибкость:

$$\gamma = \frac{l_{ef}}{i_{min}} \leq \gamma_{lim}$$

где,

l_{ef} – расчётная длина стержня

Расчётную длину l_{ef} элементов плоских ферм принимают:

В плоских фермах - для поясов и опорных раскосов и стоек равной расстоянию между центрами узлов- $l_{ef} = l$, а для прочих элементов - $l_{ef} = 0,8 \times l$

i_{min} – минимальный радиус инерции

γ_{lim} – предельная гибкость принимаемая по таблице

3.5.3. Таблица предельная гибкость

Элементы конструкции	γ_{lim} для			
	Сжатых стерж.	Растянутых стерж.		
		При динамических нагрузках	При статических нагрузках	При нагрузке от кранов и ж/д составов
Пояса, опорные раскосы и стойки ферм, передающие опорные реакции	120	250	400	250
Прочие элементы ферм	150	350	400	300
Связи покрытий	200	400	400	300
Элементы вертикальных связей между колоннами	150	300	300	200
Прочие элементы связей	200	400	400	300
Верхние пояса стропильных ферм, не закрепленные в процессе монтажа	220	-	-	-
Нижнее пояса подкрановых балок ферм	-	-	-	150
Основные колонны	120	-	-	-

Второстепенные колонны и стойки	150	-	-	-
---------------------------------	-----	---	---	---

3.5.4. Проверка устойчивости стержня:

$$\sigma = \frac{N_{max}}{\varphi \times A} \leq R_y \times \gamma_c$$

где:

σ – напряжение в элементе

N_{max} – усилие в элементе

φ – коэффициент продольного изгиба центрально сжатых элементов

A – площадь сечения элемента

R_y – расчётное сопротивление стали

γ_c – коэффициент условия работы

3.5.5. Проверяем гибкость стенки

$$\frac{h_{ef}}{t} = \frac{D_b - 4 \times t}{t} < 1.29 \times \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

где:

D_b – большая сторона профиля

t – толщина стенки

R_y – расчётное сопротивление стали

E – модуль упругости (юнга)

3.5.6. Выбираем сталь.

Все конструкции будут выполнены из труб прямоугольного сечения ГОСТ 30245-2003 с расчётным сопротивлением стали $R_y = 345 \text{ МПа}$

3.5.7. Верхний центрально сжатый пояс:

Верхний пояс будет выполняться из труб прямоугольных сечений. Принимается без изменения сечения по всей длине.

Требуемая площадь сечения:

$$A_{\text{в.пояс}} \geq \frac{908 \times 10^3}{0,8 \times 34500 \times 0,8} = 41,1 \text{ см}^2$$

Из сортамента находим, подходящую нам трубу прямоугольного сечения **180X140X8**, с площадью сечения $A = 48,700 \text{ см}^2$, $i_x = 6,70 \text{ см}$, $i_y = 5,51 \text{ см}$

Гибкость:

$$\gamma_x = \frac{l_x}{i_x} < \gamma_{lim}$$

$$\gamma_y = \frac{l_y}{i_y} < \gamma_{lim}$$

$$\gamma_x = \frac{408}{6.70} = 60.89 < \gamma_{lim} = 120 \text{ ok!}$$

$$\varphi_x = 0.911$$

$$\gamma_y = \frac{408}{5.51} = 74.04 < \gamma_{lim} = 120 \text{ ok!}$$

$$\varphi_y = 0.809$$

Условие выполняется!

Проверка устойчивости стержня:

$$\sigma = \frac{908}{0,809 \times 48.700} = \frac{27,36 \text{ kN}}{\text{cm}^2} = 230 \text{ MPa} \leq 335 \times 0.8$$

$$= 268 \text{ Mpa} \text{ условие выполняется!}$$

Проверяем гибкость стенки

$$\frac{180-4 \times 8}{8} = 18.5 < 1.29 \times \sqrt{\frac{206 \times 10^3}{345}} = 31 \text{ условие выполняется!}$$

3.5.8. Нижний растянутый пояс:

Нижний пояс будет выполняться из труб прямоугольных сечений. Принимается без изменения сечения по всей длине.

Требуемая площадь сечения:

$$A_{\text{Н.пояс}} \geq \frac{987 \times 10^3}{34500 \times 0,95} = 31.01 \text{ cm}^2$$

Из сортамента находим, подходящую нам трубу прямоугольного сечения **180X140X6**, с площадью сечения $A = 36,800 \text{ cm}^2$, $i_x = 6.75 \text{ cm}$, $i_y = 5.61 \text{ cm}$

Значение:

$$\frac{D_b}{t} = \frac{180}{6} = 30 \leq 45 \text{ не превышает предельной величины.}$$

Гибкость:

$$\gamma_x = \frac{l_x}{i_x} < \gamma_{lim}$$

$$\gamma_y = \frac{l_y}{i_y} < \gamma_{lim}$$

$$\gamma_x = \frac{400}{6.75} = 59.25 < \gamma_{lim} = 400 \text{ ok!}$$

$$\varphi_x = 0.809$$

$$\gamma_y = \frac{400}{4,86} = 82.30 < \gamma_{lim} = 400 \text{ ok!}$$

$$\varphi_y = 0.408$$

Условие выполняется!

Проверка на прочность стержня:

$$\sigma = \frac{987}{36,800} = \frac{7.79 \text{ kN}}{\text{cm}^2} = 77,9 \text{ MPa} \leq 335 \times 0.95 = 318.25 \text{ Mpa} \text{ условие выполняется!}$$

Проверяем гибкость стенки

$$\frac{180-4 \times 6}{6} = 26 < 1.29 \times \sqrt{\frac{206 \times 10^3}{345}} = 31 \text{ условие выполняется!}$$

3.5.9. Центральные сжатые раскосы:

Раскосы- будут выполняться из труб прямоугольного сечения. Принимается без изменения сечения по всей длине.

Требуемая площадь сечения:

$$A_{\text{н.пояс}} \geq \frac{194 \times 10^3}{0.5 \times 34500 \times 0,95} = 12.19 \text{ см}^2$$

Выбираем сечение:

Из сортамента находим, подходящую нам трубу прямоугольного сечения **140X100X6**, с площадью сечения $A = 27.40 \text{ см}^2$, $i_x = 5.16$ $i_y = 3.97 \text{ см}$

Значение:

$$\frac{D_b}{t} = \frac{140}{6} = 24 \leq 45 \text{ не превышает предельной величины.}$$

Гибкость:

$$\gamma_x = \frac{l_x}{i_x} < \gamma_{\text{lim}}$$

$$\gamma_y = \frac{l_y}{i_y} < \gamma_{\text{lim}}$$

$$\gamma_x = \frac{433}{5.16} = 83 < \gamma_{\text{lim}} = 120 \text{ ok!}$$

$$\varphi_x = 0.471$$

$$\gamma_y = \frac{433}{3.97} = 109 < \gamma_{\text{lim}} = 120 \text{ ok!}$$

$$\varphi_y = 0.483$$

условие выполняется!

Проверка на устойчивость стержня:

$$\sigma = \frac{194}{0.483 \times 27.40} = \frac{14.6 \text{ kN}}{\text{см}^2} = 146 \text{ МПа} < 335 \times 0.95 \\ = 318,25 \text{ МПа условие выполняется!}$$

Проверяем гибкость стенки

$$\frac{140-4 \times 6}{6} = 19 < 1.29 \times \sqrt{\frac{206 \times 10^3}{345}} = 31 \text{ условие выполняется!}$$

3.5.10. Растянутые вертикали:

Вертикали- будут выполняться из труб квадратного сечения. Принимается без изменения сечения по всей длине.

Требуемая площадь сечения:

$$A_{\text{н.пояс}} \geq \frac{142 \times 10^3}{34500 \times 0,95} = 4.46 \text{ см}^2$$

Из сортамента находим, подходящую нам трубу квадратного сечения **60X60X5**, с площадью сечения $A = 7.96 \text{ см}^2$, $i_x = i_y = 2,19 \text{ см}$

Значение:

$$\frac{D_b}{t} = \frac{60}{5} = 12 \leq 45 \text{ не превышает предельной величины.}$$

Гибкость:

$$\gamma_x = \frac{l_x}{i_x} < \gamma_{lim}$$

$$\gamma_y = \frac{l_y}{i_y} < \gamma_{lim}$$

$$\gamma_x = \frac{250}{2,19} = 114,15 < \gamma_{lim} = 400 \text{ ok!}$$

$$\varphi_x = 0,338$$

$$\gamma_y = \frac{250}{2,19} = 114,15 < \gamma_{lim} = 400 \text{ ok!}$$

$$\varphi_y = 0,338$$

условие выполняется!

Проверка на прочность стержня:

$$\sigma = \frac{142}{7,96} = \frac{17,83 \text{ kN}}{\text{cm}^2} = 178,3 \text{ MPa} \leq 335 \times 0,95 = 318,25 \text{ MPa} \text{ условие выполняется!}$$

Проверяем гибкость стенки

$$\frac{60-4 \times 5}{5} = 8 < 1,29 \times \sqrt{\frac{206 \times 10^3}{345}} = 31 \text{ условие выполняется!}$$

3.6 Сварные швы.

Сварные швы будут производиться полуавтоматической сваркой в среде углекислого газа с использованием сварочной проволоки диаметром 3мм. Швы будут провариваться в два подхода с проварка коренного шва и катетом сварного шва 5мм.

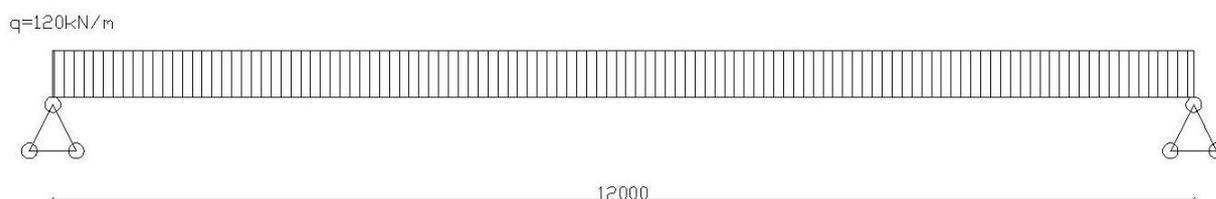
Элемент	Обозначение стержня	Расчётное усилие, кН.	Принятое сечение	Площадь А, см ²	Расчётная длина, см		Радиус инерции, см		Гибкость		γ_{\min}	γ_c	Напряжение σ , МПа	
					I_x	I_y	i_x	i_y	γ_x	γ_y			Фактическое	Расчётное
Верхний пояс	O1	-908	Квадратная труба 180X140X8	48,70	408	6,70	5,51	60,89	74,04	0,809	0,8	230	268	
	O2	-725												
	O3	-523												
Нижний пояс	U1	987	Квадратная труба 180X140X6	36,80	400	6,81	5,61	59,25	82,30	-	0,95	77,9	318,25	
	U2	887												
	U3	707												
Раскосы	D1	-183	Квадратная труба 140X100X6	27,40	433	5,16	3,97	83	109	0,483	0,95	146	318,25	
	D2	-194												
Вертикали	V	0	Квадратная труба 60X60X5	7,96	250	2,19	2,19	114,1	114,1	-	0,95	178,4	318,25	
	V1	37												
	V2	142												

4. Расчёт балки.

В роли перекрытий будут участвовать ребристые сборно монолитные ж/б плиты (100мм) $L= 8000$ мм, $a=1500$ мм

В роли балок для металлической балочной клетки будем использовать прокатные балки двутаврового сечения классификации Б. (ГОСТ 26020-83) Так как сделать стальную, не составную однопролетную балку с пролетом 24 метра не представляется возможным, для решения нужно использовать прокатную балку большого предварительно разделив пролет на 2 равные части по 12 метров.

4.1. Конструктивная схема.



4.2 Сбор нагрузок

Нагрузка	Элементы покрытия и расчёт нагрузки	Нормативная нагрузка, kN/m	Коэффициент надёжности по нагрузке γ_f	Расчётная нагрузка, kN/m
Постоянная	Ж/б перекрытие (100мм) $8*0,1*25$	20	1,35	27
	Собственный вес балки (24kN/m)	24	1.35	32,4
Итого постоянных нагрузок		44	1.35	59.4
Временная	Полезная нагрузка $8*5$	40	1,5	60
Всего		84		120

4.3. Расчёт балки.

4.3.1. Максимальный изгибающий момент.

$$M_{max} = \frac{q \times l^2}{8}$$

где:

M_{max} – максимальный изгибающий момент

q – расчётная нагрузка на балку

l – длина балки

$$M_{max} = \frac{120 \times 12^2}{8} = 2160 \text{ kM} \cdot \text{m}$$

4.3.2. Максимальная поперечная сила на опоре

$$Q_{max} = \frac{q \times l}{2}$$

Q_{max} – максимальная поперечная сила на опоре

q – расчётная нагрузка на балку

l – длина балки

$$Q_{max} = \frac{120 \times 12}{2} = 720 \text{ kN}$$

4.3.3. Требуемый момент сопротивления сечения балки.

$$W = \frac{M_{max}}{R_y \times \gamma_c}$$

где:

W – требуемый момент сопротивления сечения балки

M_{max} – максимальный изгибающий момент

R_y – расчётное сопротивление стали

γ_c – коэффициент условия работы

$$W = \frac{720 \times 10^5}{23000 \times 1} = 3130 \text{ см}^3$$

4.3.4. Подбираем сечение двутавра по сортаменту

Выбираем двутавр № 70Б1, имеющий $W_x = 3645$ и массу одного метра 115 кг, $h = 69 \text{ см}$

4.3.5. Проверяем минимальную высоту балки из условия жёсткости.

$$h_{min} = \frac{l \times n_0}{4800} \times \frac{1}{\gamma_q}$$

где:

l – пролёт (см)

γ_q – средний коэффициент надёжности по нагрузке

$\frac{1}{n_0} = \frac{1}{400}$ – предельный относительный прогиб (главная балка межэтажного перекрытия.)

$$h_{\min} = \frac{1200 \times 400}{4800} \times \frac{1}{1,02} = 98,03 \text{ см}$$

Не удовлетворяет требованиям!

Выбираем двутавр № 100Б3, имеющий $W_x = 11680$ и массу одного метра 286 кг, $h = 100,6$ см

4.3.6. Проверка стенки двутавра на местную устойчивость.

$$t_w = \frac{h \times \sqrt{\frac{R_y}{E}}}{5,5}$$

где:

t_w – толщина стенки двутавра

h – высота двутавра

R_y – расчётное сопротивление стали

E – модуль упругости (юнга)

$$t_w = \frac{100,6 \times \sqrt{\frac{230}{20,6 \times 10^6}}}{5,5} = 0,06 \text{ см} < 1,2 \text{ см}$$

Удовлетворяет требованиям!

4.3.7. Расчётное напряжение в балке

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_x} < R_y \times \gamma_c$$

где:

W_x – требуемый момент сопротивления сечения балки

M_{\max} – максимальный изгибающий момент

R_y – расчётное сопротивление стали

γ_c – коэффициент условия работы

$$\sigma = \frac{2160 \times 10^5}{11680} = 18493 = 184,9 \text{ МПа} < 23000 \times 1 = 23000 = 230 \text{ МПа}$$

Удовлетворяет требованиям!

4.3.8. Фактический относительный прогиб балки

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \times \frac{q^n \times l^3}{E \times J_x} < \frac{1}{n_0}$$

q^n – нормативная нагрузка

l – длина пролёта (см)

E – модуль упругости (юнга)

J_x – момент инерции

$$\frac{1}{n_0} = \frac{1}{400} - \text{предельный относительный погиб (главная балка межэтажного перек.)}$$

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \times \frac{84 \times 1200^3}{20,6 \times 10^6 \times 587700} = 0,0012 < \frac{1}{400}$$

Удовлетворяет требования!

5 Расчёт опорного ребра балки и опорного столика.

5.1 Определяем площадь смятия торца опорного ребра

$$A_p = \frac{Q}{R_y}$$

где:

A_p – площадь опорного ребра

Q – опорная сила

R_y – расчётное сопротивление стали

$$A_p = \frac{720000}{23000} = 31,3 \text{ см}^2$$

Принимаем ребро 350x10, с площадью $A=35 \times 10 = 35 \text{ см}^2$

Прикрепление опорного ребра к стенке проектируем двухсторонними швами полуавтоматической сваркой.

$$\beta_f = 0,9 \text{ и } \beta_z = 1,05$$

Расчётное сопротивление:

$$R_{wf} = 215 \text{ МПа}$$

$$R_{wz} = 0,45 \times 365 = 165 \text{ МПа}$$

Вычисляем наименьшее произведение (βR_w):

$$\beta_f R_{wf} = 0,9 \times 215 = 193 \text{ МПа}$$

$$\beta_z R_{wz} = 1,05 \times 165 = 173 \text{ МПа} - \text{больше}$$

5.2 Находим наименьшее значение катета сварного шва по границе сплавления при ограничении длины шва величиной:

$$k_f = \frac{1}{\beta_z} \times \sqrt{\frac{Q}{2 \times 68 \times R_{wz}}} = \frac{1}{1,05} \times \sqrt{\frac{720}{2 \times 68 \times 16,5}} = 0,31 \text{ см} = 4 \text{ мм}$$

5.3 Проверяем напряжение среза по металлу границы сплавления:

$$l_w = 85 \times \beta_z \times k_f = 85 \times 1,05 \times 0,4 = 35,7 \text{ см} < h_w = 100,6 \text{ см}$$

$$\tau = \frac{Q}{\beta_z \times k_f \times \Sigma l_w} = \frac{720000}{1,05 \times 0,4 \times 2 \times 35,7} = 24009 = 240 \text{ МПа} < \beta_z R_{wz} = 1,05 \times 165 = 173 \text{ МПа}$$

Не удовлетворяет требования!

Увеличим l_w до 50 см

$$\tau = \frac{Q}{\beta_z \times k_f \times \Sigma l_w} = \frac{720000}{1.05 \times 0.4 \times 2 \times 50} = 17142 = 171 \text{ MPa} < \beta_z R_{wz} = 1.05 \times 165 = 173 \text{ MPa}$$

5.4 Расчёт болтовых соединений

Болты назначаются конструктивно диаметром 30мм

5.5 Проверка опорного участка балки на устойчивость

$$\sigma = \frac{Q}{\varphi \times A} \leq R_y \times \gamma_c$$

$$\Delta = 0.65 \times t_w \times \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0.65 \times 1.2 \times \sqrt{\frac{20.6 \times 10^6}{23000}} = 23.34 \text{ см}$$

$$A = 35 \times 1 + 23.34 \times 1.2 = 63 \text{ см}^2$$

$$\gamma = \frac{h_w}{i_x} = \frac{100.6}{6.61} = 15.2 \rightarrow \varphi = 0.975$$

$$\sigma = \frac{720000}{0.975 \times 63} = 11721 = 117.2 \text{ MPa} \leq 23000 \times 1 = 23000 = 230 \text{ MPa}$$

Удовлетворяет требования!

5.6 Расчёт крепления опорного столика.

Примем катет швов с двух сторон $k_f = 16 \text{ мм}$. Тогда с учётом коэффициента $k = 1.3$, учитывающего возможность неравномерной передачи опорного давления, длина опорного столика будет (при ручной сварке):

$$l_w = l_{ts} = \frac{1.3 \times Q}{2 \times \beta_f \times k_f \times R_{wf} \times \gamma_c}$$

где:

$$\beta_f R_{wf} = 180 \times 0.7 = 126 \text{ MPa} < \beta_z R_{wz} = 1 \times 165 = 165 \text{ MPa}$$

В расчёте берём

$$\beta_f R_{wf} = 126 \text{ MPa}$$

$$l_w = l_{ts} = \frac{1.3 \times 720}{2 \times 0.7 \times 1.6 \times 18 \times 1} = 23.21 \text{ см}$$

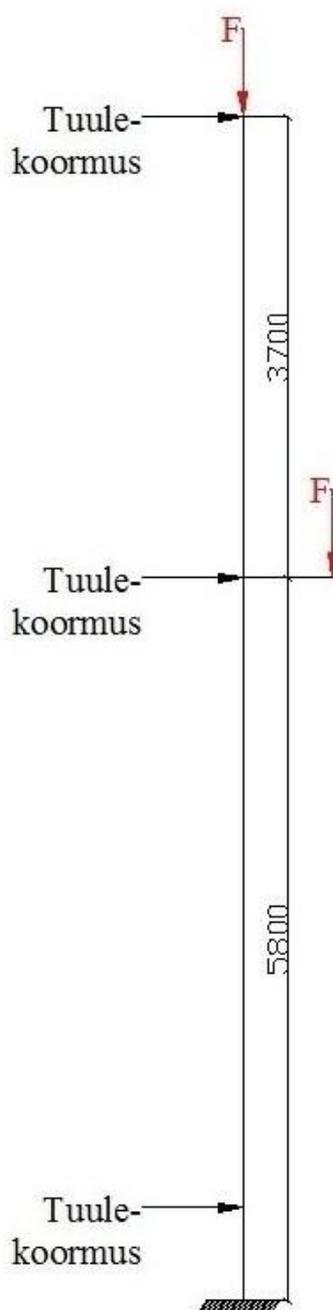
С учётом непровара по концам принимаем длину опорного столика $l_{ts} = 25 \text{ см}$

6. Расчёт колонны

6.1. Пояснительная записка

Для вертикальной конструкции к данному строению рентабельнее всего использовать колонны сплошного сечения, так как в здание этого типа не будут использоваться мостовые краны. Колонна будет внецентренно-сжатая, так как на неё будет действовать вертикальная нагрузка – ветровая. Типом сечения колонн будем использовать сплошной.

6.2. Расчётная схема:



6.3. Сбор нагрузок.

Нагрузка	Элементы покрытия и расчёт нагрузки	Нормативная нагрузка, кN	Коэффициент надёжности по нагрузке γ_f	Расчётная нагрузка, кN
Постоянная	Нагрузка передаваемая фермой (снеговая нагрузка, вес сенгвитч –панелей, вес Z профелей, вес фермы.)	187	1,35	252
	Нагрузка, передаваемая от балки (Полезная нагрузка, вес ж/б перекрытия, вес балки.)	720	1,35	972
	Собственный вес колонны	10.7	1,35	14.4
Всего		917.7		1238

6.3.1. Ветровая нагрузка.

Maastikuklass III

$$w_1 = w \cdot k_1^1 = 0,7 \cdot 0,5 = 0,35 \text{ kN/m}^2$$

$$w_2 = w \cdot k_1^2 = 0,7 \cdot 0,65 = 0,455 \text{ kN/m}^2$$

$$w_3 = w \cdot k_1^3 = 0,7 \cdot 0,85 = 0,595 \text{ kN/m}^2$$

$$F_1 = [w_1 \cdot h_1] \cdot L = [0,35 \cdot 5.8] \cdot 8 = 16.24 \text{ kN}$$

$$F_2 = w_2 \cdot (h_{Ikor} + h_{IIkor} + h_{sok} - h_{Ikor} - h_{sok}) \cdot L = w_2 \cdot h_{IIkor} \cdot L = 0,455 \cdot 3.7 \cdot 8 = 13,46 \text{ kN}$$

$$F_3 = w_3 \cdot (h_{katus}) \cdot L = 0,595 \cdot (2.5) \cdot 8 = 11.9 \text{ kN}$$

$$Q = \sum F_i = F_1 + F_2 + F_3 = 16.24 + 13.46 + 11.9 = 41.6 \text{ kN}$$

$$Q_{arv} = \frac{Q}{n} = \frac{41.6}{3} = 13,8 \text{ kN}$$

Момент от ветровой нагрузки:

$$M_1 = \frac{Q_{arv} \cdot h_{kor}}{2} = \frac{13,8 \cdot 12}{2} = 82.8 \text{ kN} \cdot m$$

6.4. Расчёт сечений колонны

6.4.1. Предварительные размеры сечения колонны.

В колоннах постоянного сечения высоту сечения h принимают примерно $\frac{1}{15} l$ при высоте колонны 10-12м, $\frac{1}{18} l$ при высоте 14-16м и $\frac{1}{20} l$ при высоте более 20м (l-расстояние от верха фундамента до нижнего опорного узла фермы). Ширина полки принимается приблизительно $\frac{1}{20} - \frac{1}{30} l$.

$$h = \frac{1}{15} \times l$$

$$h = \frac{1}{15} \times 9.5 = 0.63\text{м}$$

$$b_f = \frac{1}{30} \times 9.5 = 0.32\text{м}$$

6.4.2. Расчётная высота колонны.

$$l_{arv} = \mu_i \times l_i$$

где,

μ_i - коэффициент приведения длинны.

$$l_{arv} = 0.7 \times 9.5 = 6.65\text{м}$$

6.4.3. Эксцентриситет ветровой нагрузки.

$$e = \frac{M}{N} = \frac{82.8}{1238} = 0.0668\text{м}$$

6.4.4. Требуемая площадь сечения тавра.

$$A_d = \frac{N}{R_y} \times \left[1.25 + 2.2 \times \frac{e}{h} \right]$$

где,

A_d - требуемая площадь сечения тавра.

N - расчётная нагрузка на колонну.

R_y - расчётное сопротивление стали.

e - эксцентриситет ветровой нагрузки.

h - высота сечения тавра.

$$A_d = \frac{1238000}{230 \times 100} \times \left[1.25 + 2.2 \times \frac{6.68}{63} \right] = 79.8\text{см}^2$$

6.4.5. Назначаем размеры двутавра.

$h=300\text{мм}$ –высота сечения

$t_{w,\min} = 8 \text{ mm}$, $t_{f,\min} = 10 - 12 \text{ mm}$

Выбираем: $t_w = 10 \text{ mm}$, $t_f = 16 \text{ mm}$

Площадь стенки равна:

$$A_w = 1 \times (30 - 2 \times 1.6) = 26.8\text{см}^2$$

Площадь одной полки равна:

$$A_f \geq \frac{1}{2}(A_d - A_w)$$

$$A_f = \frac{1}{2}(79.8 - 26.8) = 26.5 \text{ см}^2$$

Тогда ширина полки равна:

$$b_f = \frac{A_f}{t_f} = \frac{26.5}{1.6} = 16.5 \text{ см}$$

Предварительно принимаем полки сечением 300x16мм, тогда отношение $\frac{b_f}{t_f} = \frac{16.5}{1.6} = 10.3$

Площадь сечения равна $A = 2 \times 30 \times 1.6 + 1 \times 26.8 = 122.8 \text{ см}^2 > A_d = 70.3 \text{ см}^2$

6.4.6. Проверка на местную устойчивость стенки:

Для симметричного двутавра:

Определяем момент инерции:

$$i_x = 0.42 \times h$$

$$\rho_x = 0.35 \times h$$

$$i_x = 0.42 \times 30 = 12.6 \text{ см}$$

$$\rho_x = 0.35 \times 30 = 10.5 \text{ см}$$

Находим гибкость:

$$\lambda_x = \frac{l_{арв}}{i_x}$$

$$\lambda_x = \frac{6650}{12.6} = 527$$

Находим относительную гибкость:

$$\lambda_{\text{относ}} = \lambda_x \times \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

$$\lambda_{\text{относ}} = 527 \times \sqrt{\frac{230}{20.6 \times 10^6}} = 1.76$$

$$m_x = \frac{e_x}{\rho_x}$$

$$m_x = \frac{6.68}{10.5} = 0.63$$

Отношение высоты стенки к её толщине:

$$\text{При } \lambda_{\text{относ}} < 2; \frac{h_{ef}}{t_w} = (1.3 + 0.15 \times \lambda_{\text{относ}}^2) \times \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

$$\frac{h_{ef}}{t_w} = (1.3 + 0.15 \times 1.76^2) \times \sqrt{\frac{2.06 \times 10^5}{230}} = 52.81$$

Тогда толщина стенки $t_w < \frac{26.8}{52.81} = 0.50 \text{ см} < 1 \text{ см}$ ок!

6.4.7. Проверка на местную устойчивость полки:

При относительно гибкости от 0,8 до 4т предельное отношение расчётной ширины свеса полки b_{ef} к толщине t не должно превышать следующей величины неокрепленных двутавров внецентренно-сжатых сечений элементов:

$$\frac{b_{ef}}{t} = (0.36 + 0.1 \times \lambda_{x \text{ отн}}) \times \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

$$\frac{b_{ef}}{t} = (0.36 + 0.1 \times 1.76) \times \sqrt{\frac{2,06 \times 10^5}{230}} = 16, \text{ что больше чем приняли } \frac{(\frac{13}{2}-0.5)}{1.8} = 4.68 \text{ ок!}$$

6.4.8. Геометрическая характеристика принятого сечения:

$$J_x = \frac{t_w \times h_w^3}{12} + 2 \times A_f \left[\frac{h}{2} - \frac{t_f}{2} \right]^2$$

$$J_y = 2 \times \frac{t_f \times b_f^3}{12}$$

$$i_x = \sqrt{\frac{J_x}{A}}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{J_y}{A}}$$

$$W_x = \frac{2 \times J_x}{h}$$

$$J_x = \frac{1 \times 26.4^3}{12} + 2 \times 26.5 \times \left[\frac{30}{2} - \frac{1.6}{2} \right]^2 = 12220.23 \text{ см}^4$$

$$J_y = 2 \times \frac{1.6 \times 32^3}{12} = 8738 \text{ см}^4$$

$$i_x = \sqrt{\frac{J_x}{A}} = \sqrt{\frac{12220}{79.8}} = 12.37 \text{ см}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{J_y}{A}} = \sqrt{\frac{8738}{79.8}} = 10.46 \text{ см}$$

$$W_x = \frac{2 \times J_x}{h} = \frac{2 \times 12220.23}{30} = 814.6 \text{ см}^3$$

6.4.9. Гибкость

В плоскости рамы:

$$\lambda_x = \frac{l_{арв}}{i_x}$$

$$\lambda_x = \frac{6650}{10.46} = 635$$

6.4.10. Проверка устойчивости сечения колонны в плоскости действия момента:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e \times A} \leq R_y \times \gamma_c$$

где для определения φ_e предварительно вычисляют условную гибкость и приведённый эксцентриситет:

Условная гибкость:

$$\lambda_{\text{хотн}} = \lambda_x \times \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

$$\lambda_{\text{хотн}} = 635 \times \sqrt{\frac{230}{20,6 \times 10^6}} = 2,12$$

Приведённый эксцентриситет:

$$m_{ef} = \eta \times \frac{e}{\rho} = \eta \times \frac{M \times A}{N \times W_x}$$

где,

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{26.5}{26.8} = 0.98$$

$$m = \frac{e}{\rho} = \frac{M \times A}{N \times W_x} = \frac{82.8 \times 122.8}{1238 \times 814.6} = 0.010$$

$$\eta = (0.5 + 0.1m) + 0.02 \times (5 - m) \times \lambda_{\text{хотн}} \\ = (0.5 + 0.1 \times 0.010) + 0.02 \times (5 - 0.010) \times 1.156 = 0.694$$

$$m_{ef} = 0.694 \times \frac{8280 \times 122.8}{1238 \times 814,6} = 1 \rightarrow \varphi_e = 0.464$$

$$\sigma = \frac{1238}{0.464 \times 122.8} = 21.72 \frac{\text{kN}}{\text{см}^2} \leq 230 \times 0,95 = 218,5 \text{Мра} = 21.85 \frac{\text{kN}}{\text{см}^2} \text{ ок!}$$

6.4.11. Расчёт базы колонны.

По конструктивным соображениям определяем ширину опорной плиты:

$$B = b_f + 2 \times t_{\text{ср}} + 2 \times C$$

где:

b_f – ширина полки

$t_{\text{ср}}$ – толщина траверсы (10мм)

C – вылет консоли плиты (30-50мм)

$$B = 16.5 + 2 \times 1 + 2 \times 5 = \mathbf{30 \text{ см}}$$

Определяем длину плиты:

$$L = \frac{N}{2 \times B \times R_b'} + \sqrt{\left[\frac{N}{2 \times B \times R_b'} \right]^2 + \frac{6 \times M}{B \times R_b'}}$$

где :

N – продольная сила

M – поперечная сила

R_b'

– расчётное сопротивление бетона фундамента, принимаемое предварительно по формуле

$$- R_b' = \varphi_b R_b = 1.1 \times R_b$$

R_b – сопротивление бетона на сжатие

Выбираем бетон C20/25 с $R_b = 20MPa$

Следовательно:

$$R_b' = \varphi_b R_b = 1.1 \times 20 = 22MPa = 2.2kN/cm^2$$

$$L = \frac{1228}{2 \times 30 \times 2.2} + \sqrt{\left[\frac{1228}{2 \times 30 \times 2.2}\right]^2 + \frac{6 \times 8280}{30 \times 2.2}} = 38.27cm$$

Принимаем $L = 40cm$

Вычисляем крайевые напряжения в бетоне:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B \times L} + 6 \times \frac{M}{B \times L^2}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B \times L} - 6 \times \frac{M}{B \times L^2}$$

$$\sigma_{max} = \frac{1228}{30 \times 40} + 6 \times \frac{8280}{30 \times 40^2} = \frac{2.058kN}{cm^2} = 20,58MPa$$

$$\sigma_{min} = \frac{1228}{30 \times 40} - 6 \times \frac{8280}{30 \times 40^2} = -\frac{0.011kN}{cm^2} = -0,11MPa$$

Назначаем срез фундамента 800x400 и уточняем коэффициент φ_b

$$\varphi_b = \sqrt[3]{\frac{A_\phi}{A_{пл}}}$$

$$\varphi_b = \sqrt[3]{\frac{80 \times 40}{30 \times 40}} = 1,38$$

$$R_b' = \varphi_b R_b = 1.38 \times 20 = 27,7MPa > \sigma_{max} = 18,99MPa \text{ ок!}$$

Промежуточные значения σ_2 и σ_3 на участки эпюры сжатия:

$$\sigma_2 = \frac{357 \times 18.99}{382} = 17.75MPa$$

$$\sigma_3 = \frac{323 \times 18.99}{382} = 16.1MPa$$

Изгибающие моменты в расчётных участках опорной плиты :

$$M_1 = \frac{\sigma_2 \times a_1^2}{2}$$

$$M_1 = \frac{1.775 \times 1.6^2}{2} = 2.27kN \times cm$$

$$M_2 = \frac{\sigma_3 \times b_1^2}{2}$$

$$M_2 = \frac{1.61 \times 5^2}{2} = 20.13kN \times cm$$

Требуемая толщина плиты:

$$t = \sqrt{\frac{6 \times M}{R_y \times \gamma_c}}$$
$$t = \sqrt{\frac{6 \times 20.13}{23.0 \times 0.95}} = 2.35 = 2.4 \text{ см} = \mathbf{24 \text{ мм}}$$

Расчёт высоты траверсы:

Назначаем высоту траверса $h_{\text{тр}} = 300$, а толщину $t_{\text{тр}} = k_f = 10 \text{ мм}$

7. Заключение

Исходя из конструктивных особенностей, для многоэтажных зданий в которых в качестве перекрытий между этажами используются бетонные перекрытия, экономичнее использовать колонны и ригели из железобетона, для одноэтажных зданий без подкрановых балок и пролетами до 24 м, экономично использование стальных колонн, ригелей, ферм и связей.

8. Литература

Металлические конструкции в примерах. В.Михайлов. Москва 1976