

Документ подписан простой электронной подписью
Информация о владельце:
ФИО: Клочков Юрий Сергеевич
Должность: Ректор
Дата подписания: 30.09.2023 10:45:51
Уникальный программный ключ:
3beb265d5d589e7ff4c954945f73ad89a1e70ac13

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕ-
РАЦИИ

Федеральное государственное бюджетное образовательное
учреждение высшего образования
«ТЮМЕНСКИЙ ИНДУСТРИАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»
Строительный институт

Кафедра строительных конструкций

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ, ВКЛЮЧАЯ СВАРКУ

Методические указания по выполнению курсового проекта
«Стальной каркас одноэтажного производственного здания»
для обучающихся по направлению 08.03.01 «Строительство»,
специальности 08.05.01
«Строительство уникальных зданий и сооружений»,
всех форм обучения

Составитель
А.А. Ефимов,
кандидат технических наук, доцент

ДОКУМЕНТ ПОДПИСАН
ЭЛЕКТРОННОЙ ПОДПИСЬЮ

Сертификат: 6FA44C50384686A8E7BD5E27735179BC
Владелец: Ефремова Вероника Васильевна
Действителен: с 14.06.2022 до 07.09.2023

Тюмень
ТИУ
2019

Металлические конструкции, включая сварку: методические указания по выполнению курсового проекта «Стальной каркас одноэтажного производственного здания» для обучающихся по направлению 08.03.01 «Строительство», специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений» всех форм обучения / сост. А.А. Ефимов; Тюменский индустриальный университет. – Тюмень, Издательский центр БИК, ТИУ, 2019. – 110 с.

Методические указания рассмотрены и рекомендованы к изданию на заседании кафедры строительных конструкций
«21» декабря 2018 года, протокол № 4

Аннотация

Методические указания по выполнению курсового проекта «Стальной каркас одноэтажного производственного здания» предназначены для изучающих дисциплину «Металлические конструкции, включая сварку» обучающихся по направлению 08.03.01 «Строительство», специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений» всех форм обучения.

Показано значение курсового проекта в изучении дисциплины, требования к содержанию и правилам оформления, перечень вопросов для защиты курсового проекта.

СОДЕРЖАНИЕ:

I. ЗАДАНИЕ	4
КЛИМАТОЛОГИЧЕСКИЕ ДАННЫЕ	5
ГЕОМЕТРИЧЕСКИЕ РАЗМЕРЫ ЗДАНИЯ	6
ДАННЫЕ МОСТОВЫХ КРАНОВ	7
ТИПЫ СТРОПИЛЬНЫХ ФЕРМ	8
ДАННЫЕ СОБСТВЕННОГО ВЕСА КОНСТРУКЦИЙ	9
ОБЪЕМ, СОДЕРЖАНИЕ И ПОРЯДОК ВЫПОЛНЕНИЯ ПРОЕКТА.	10
1.1. Расчетно-пояснительная записка.	10
1.1.1. Компоновка поперечника каркаса здания.	10
1.1.2. Расчет подкрановой балки.	11
1.1.3. Расчетная схема рамы. Сбор нагрузок.	12
1.1.4. Статический расчет рамы, определение внутренних усилий.	13
1.1.5. Расчет внецентренно-сжатой колонны.	13
1.1.6. Расчет стропильной фермы.	14
1.2. Графическая часть.	15
1.2.1. Содержание 1-го листа.	15
1.2.2. Содержание 2-го листа.	15
2. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ЗАЩИТЕ.	16
II. ПРИМЕР РАСЧЕТА	16
1. ВЫБОР МАТЕРИАЛОВ	16
2. КОМПОНОВКА ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ	17
3. РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ	20
4. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ	29
5. СОСТАВЛЕНИЕ КОМБИНАЦИЙ УСИЛИЙ В СЕЧЕНИЯХ СТОЙКИ РАМЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ ДЛЯ РАСЧЕТА КОЛОНН	47
6. РАСЧЕТ СТРОПИЛЬНОЙ ФЕРМЫ	48
7. РАСЧЕТ МОНТАЖНОГО СТЫКА ФЕРМЫ	69
8. РАСЧЕТ СТУПЕНЧАТОЙ КОЛОННЫ	73
9. РАСЧЕТ ПОДКРАНОВОЙ БАЛКИ	95
ВОПРОСЫ ДЛЯ ЗАЩИТЫ КУРСОВОГО ПРОЕКТА	108
Библиографический список	109

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ СОДЕРЖАТ:

- задание на курсовой проект для обучающихся заочной формы обучения, которое выбирается в зависимости от последних цифр шифра в зачетной книжке и по таблицам № 1,2,3,4;
- порядок, очередность, объем выполнения расчетно-конструктивных разработок и графической части проекта;
- пример расчета основных несущих конструкций металлического каркаса одноэтажного промышленного здания.

I. ЗАДАНИЕ

Для обучающихся очной формы обучения задание выдается руководителем курсового проектирования. Для обучающихся заочной формы обучения задание выбирается в зависимости от шифра зачетной книжки согласно приведенных таблиц.

Для всех прилагается один тип сооружения – одноэтажное, однопролетное, с мостовыми опорными кранами производственное здание (рис.1).

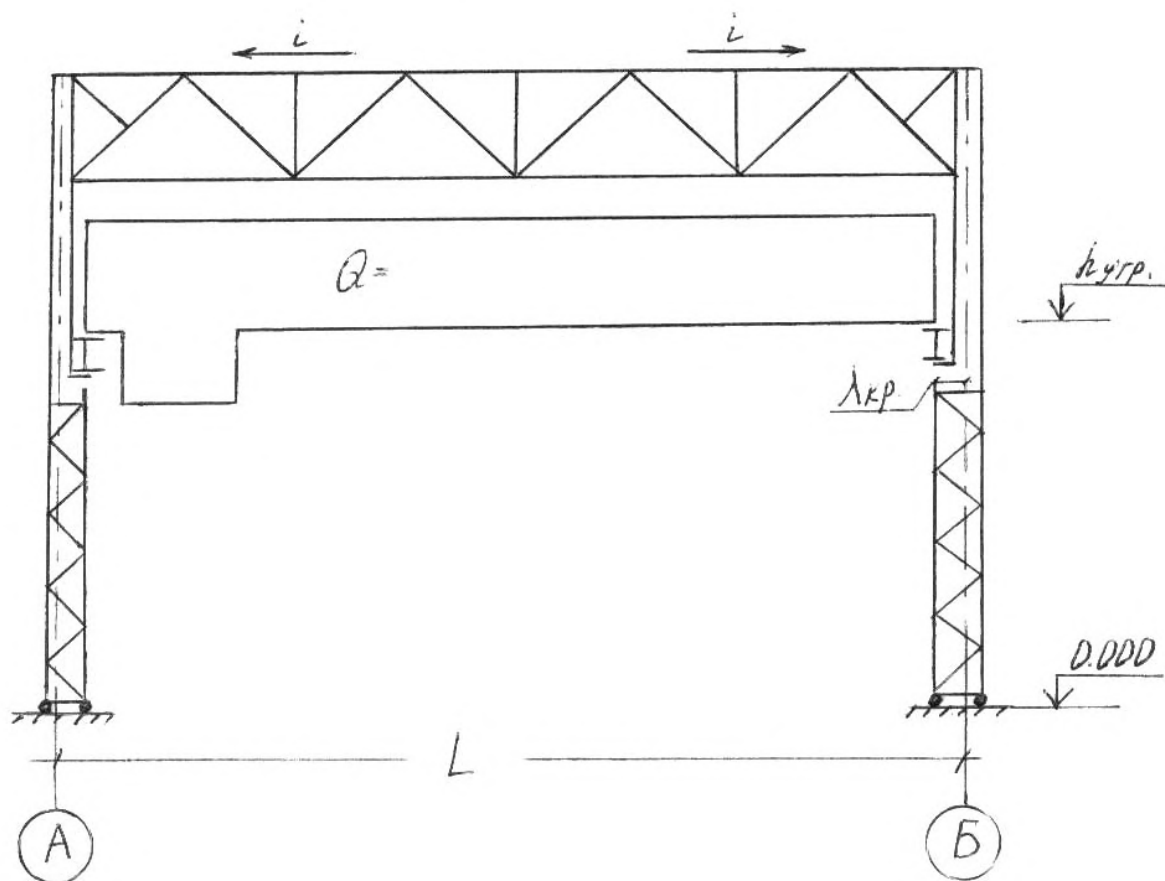


Рис.1 Схема поперечной конструкции производственного здания.

КЛИМАТОЛОГИЧЕСКИЕ ДАННЫЕ

Таблица 1

Последняя цифра шифра	Район строитель- ства	Нагрузки, кПа (кгс/м ²)			
		Район	Вес снего- вого покро- ва на 1м ² <i>S_g</i>	Район	Норматив- ная ветро- вая <i>W₀</i>
0	Курган II ₄	III	1.8(180)	II	0.30(30)
1	Салехард I ₂	V	3.2(320)	IV	0.48(48)
2	Тюмень II ₄	III	1.8(180)	I	0.23(23)
3	Дудинка I ₂	VI	4.0(400)	IV	0.48(48)
4	Игарка I ₂	VI	1.8(180)	II	0.30(30)
5	Уренгой I ₂	V	3.2(320)	III	0.38(38)
6	Тобольск I ₂	IV	2.4(240)	I	0.23(23)
7	Магадан I ₂	V	3.2(320)	V	0.60(60)
8	Красноярск II ₄	III	3.2(320)	III	0.38(38)
9	Томск II ₄	IV	2.4(240)	III	0.38(38)

За расчетную температуру принимается средняя температура наиболее холодных суток обеспеченностью 0,98 согласно СП по строительной климатологии для климатического района строительства

I₁ -55 > t; I₂ -45 > t ≥ -55; II₄ t ≥ -45. (СП 131.13330.2012)

ГЕОМЕТРИЧЕСКИЕ РАЗМЕРЫ ЗДАНИЯ

Таблица 2

Последняя цифра шифра	ГАБАРИТЫ ЗДАНИЯ В МЕТРАХ										Длина здания м
	Предпоследняя цифра шифра										
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
0	24 10.2	30 10.4	36 10.6	24 10.8	30 11.2	36 11.4	24 11.6	30 11.8	36 12.0	30 12.0	84
1	36 12.4	30 12.6	24 12.8	36 13.0	30 13.2	24 13.4	36 13.6	30 13.8	24 14.0	30 14.0	96
2	30 12.7	36 12.8	24 12.9	30 13.0	36 13.1	24 13.1	30 13.3	36 13.5	24 13.6	30 13.8	108
3	36 12.6	24 12.5	30 12.4	36 12.3	24 12.2	30 12.1	36 12.0	24 11.9	30 11.8	36 11.7	120
4	24 10.7	30 10.8	36 10.9	24 11.0	30 11.1	36 11.2	24 11.3	30 11.4	36 11.5	24 11.6	132
5	30 10.6	36 10.5	24 10.4	30 10.3	36 10.2	24 10.1	30 10.0	36 9.9	24 9.8	30 9.7	132
6	36 13.8	24 14.0	30 14.2	36 9.0	24 9.1	30 9.2	36 9.3	24 9.4	30 9.5	36 9.6	120
7	24 13.6	30 13.5	36 13.4	24 13.3	30 13.2	36 13.1	24 13.0	30 12.9	36 12.8	24 12.7	108
8	30 10.0	36 10.1	24 10.2	30 10.3	36 10.4	24 10.5	30 10.6	36 10.7	24 10.8	30 10.9	96
9	36 12.0	24 12.1	30 12.2	36 12.4	24 12.6	30 12.8	36 13.0	24 13.2	30 13.4	36 13.6	84

Замечание: первая цифра – пролет в метрах; вторая цифра – отметка головки кранового рельса в метрах.

ДАННЫЕ МОСТОВЫХ КРАНОВ

Таблица 3

Последняя цифра шифра	Грузоподъемность мостового крана Q Кн (тс)	Режим работы крана
0	30/5 или 32/5	8К
1	50/10 или 50/12,5	8К
2	80/20	7К
3	100/20	7К
4	125/20	7К
5	125/20	7К
6	100/20	7К
7	80/20	7К
8	50/10 или 50/12,5	8К
9	30/5 или 32/5	8К

Сведения по кранам можно принять по приложению 1 стр. 530[4], или табл. П.3.3. стр. 502 [7] .

ТИПЫ СТРОПИЛЬНЫХ ФЕРМ

Таблица 4

Последняя цифра шифра	ТИП ФЕРМЫ, состав поперечного сечения элементов	Уклон верхнего пояса/высота на опоре
0	1.460.2-10 из парных уголков	$i=0,015$, $h_0=3150$ мм
1	1.460-8 пояса из широкоп. тавров	$i=0,015$, $h_0=3150$ мм
2	1.460.3-15 пояса из широк. двутавров	$i=0,015$, $h_0=3150$ мм
3	1.460.2-10 из парных уголков	$i=0,015$, $h_0=3150$ мм
4	1.460-8 пояса из широкоп. тавров	$i=0,015$, $h_0=3150$ мм
5	1.460.2-10 из парных уголков	$i=0,015$, $h_0=3150$ мм
6	1.460 пояса из широкоп. тавров	$i=0,015$, $h_0=3150$ мм
7	1.460.2-10 из парных уголков	$i=0,015$, $h_0=3150$ мм
8	1.460.3-15 пояса из двутавров	$i=0,015$, $h_0=3150$ мм
9	1.460.2-10 из парных уголков	$i=0,015$, $h_0=3150$ мм

По договоренности с руководителем проекта можно принять другой тип стропильной фермы.

Для подсчета нагрузки от собственного веса стальных конструкций можно пользоваться приближенными данными из предлагаемой таблицы № 5.

ДАННЫЕ СОБСТВЕННОГО ВЕСА КОНСТРУКЦИЙ

Таблица 5

Элементы стального каркаса	Группа цехов		
	Легкие кг/м ²	Средней мощности кг/м ²	Тяжелые кг/м ²
ПОКРЫТИЯ:			
Стропильные фермы	16-25	18-30	20-40
Подстропильные фермы	0-6	4-7	8-20
Прогоны	10-12	12-18	12-18
Профилированный настил	10-15	10-15	10-15
Связи	3-4	3-5	8-15
Фонари	0-10	8-12	8-12
ИТОГО	36-55	55-80	60-92
Колонны со связями	10-18	18-40	70-120
Подкрановые балки с тормозными конструкциями	0-14	14-40	50-150
Стеновой каркас	0-3	5-14	12-20
Прочие	-	0-10	3-12
ВСЕГО	46-95	85-185	210-417

ОБЪЕМ, СОДЕРЖАНИЕ И ПОРЯДОК ВЫПОЛНЕНИЯ ПРОЕКТА.

Курсовой проект разрабатывается как рабочий на стадии КМ.

Курсовой проект состоит из расчетно-пояснительной записки, ориентировочный объем которой составляет 40:50 стр. и графической части, состоящей из 2-х листов формата А1 (594x841). Возможно применение и других форматов, удовлетворяющих СПДС и ГОСТ.

1.1. Расчетно-пояснительная записка.

Расчетно-пояснительная записка выполняется на листах А4 (210x294). Текстовая и расчетная часть, схемы, эскизы эпюр и таблицы должны быть написаны четко, разборчиво чернилами (пастой).

Листы должны иметь сквозную нумерацию и сшиты в обложке. Должны быть оформлены титульный лист, оглавление, список литературы.

На титульном листе следует указать: Федеральное агентство по образованию; Государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования;

-наименование- «Тюменский государственный архитектурно-строительный университет»;

- наименование кафедры, дисциплины;

- название темы курсового проекта;

- фамилию, имя, отчество обучающегося и руководителя, год выполнения проекта.

Исходные данные, то есть задание на курсовой проект, должны быть подшиты в пояснительную записку.

1.1.1. Компонировка поперечника каркаса здания.

Необходимо выбрать и обосновать конструктивную схему каркаса.

Описание с обоснованием должно быть кратким.

В начале определяются все горизонтальные размеры здания. В задание даются размеры (пролет и длина) не более температурного блока, устанавливаемого п.13 и табл.42 [2].

Горизонтальные размеры определяются пролетом здания, унифицированной привязкой колонн к разбивочным осям, (рекомендуется принять 250 мм) и привязкой мостового крана. В проекте рекомендуется привязка крана $\lambda=1000$ мм.

Компоновочные размеры поперечного сечения колонны зависят от требований прочности, устойчивости и жесткости. Ориентировочные размеры сечений нижней части колонны $h=1500-2000$ мм. Шаг колонн вдоль здания принять $B=6.000$ мм или $B=12.000$ мм (обосновать).

Далее определяются вертикальные размеры каркаса, зависящие от технологии производства, расположенного в цехе, то есть от уровня головки рельса и грузоподъемности крана. Пример компоновки каркаса приведен гл. 11, параграф 2, [4].

1.1.2. Расчет подкрановой балки.

Общие сведения о подкрановых конструкциях можно с достаточной полнотой получить изучив главу 15 [4]. В курсовом проекте следует принять подкрановую балку, работающую по статически определимой схеме (то есть как балка на двух опорах).

Все нагрузки, действующие на подкрановые конструкции, следует определять по действующему СП [1], можно также использовать данные из учебника [4] и справочников.

Расчетные значения момента (в среднем сечении, так же как и в любом другом) и поперечной силы (практически на опоре балки) следует определять по линиям влияния (так как крановая нагрузка подвижная), устанавливаемая краны не выгоднейшим образом. Далее компонуют поперечное сечение балки определив предварительно:

$$h_{\min} \geq \frac{5}{24} \times \frac{R_y \times \gamma_c \times L}{1,15E} \times \left[\frac{L}{f} \right] \times 0,5,$$

$$\text{где } \left[\frac{L}{f} \right] = 600.$$

$$h_{onm} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} \times \lambda_w \times W_{mp}} \quad \text{или} \quad h_{onm} = K \sqrt{\frac{W_{mp}}{t_w}}; \quad t_w = 7 + 3h_w / 1000 [\text{мм}],$$

$$\text{где } W_{mp} = \frac{M_{\max}}{R_y \times \gamma_c}.$$

$$\text{Принять } h_{\delta} \geq h_{\min}, \quad h_{\delta} \approx h_{onm}$$

$$t_w \geq \frac{3}{2} \times \frac{Q}{h_w \times R_s \times \gamma}.$$

Таким образом, сечение подкрановой балки можно компоновать как сечение обычной балки.

Тормозную балку следует принять, руководствуясь компоновочными данными и конструктивными требованиями. Общая устойчивость подкрановой балки обеспечивается тормозной конструкцией, поэтому можно ее не проверять. Пример расчета подкрановой балки выполнен в гл. 15, параграф 6, [4]. Необходимые проверки следует выполнить по п.п. 13.29- 13.38 СП [2].

Марку стали для конструкции подкрановой балки принять по п. 2.1, приложению 1 табл. 50 и табл. 51б, как для конструкции относящейся к группе 1. Расчетные ха-

рактеристики стали R_y ; $R_{yn} \times R_s = \frac{0,58 \times R_{yn}}{\gamma_m}$; R_p - определить по таблице В.4 – В.5 СП [2].

Электроды и сварочную проволоку, флюсы принимать по п.2.2, табл. 55, а их расчетные характеристики по табл. 3 и табл. 56 СП [2].

1.1.3. Расчетная схема рамы. Сбор нагрузок.

После разработки конструктивной схемы устанавливают и обосновывают расчетную схему рамы.

Статический расчет можно выполнить на ЭВМ, по программе SCAD, ЛИРА или STARK. Программа разработана на основе метода конечного элемента, поэтому расчетная схема будет составляться иначе, чем расчетная схема для ручного счета.

При расчете рамы вручную рекомендуется принимать сопряжение ригеля с колонной жестким.

На все нагрузки, приложенные к колоннам, расчет рамы допускается производить, принимая жесткость ригеля бесконечно большой $J_p = \infty$. Соотношения

жесткостей для расчета рекомендуется принимать в пределах $\frac{J_n}{J_6} = 5 \div 10$; $\frac{J_p}{J_n} = 2 \div 6$.

Еще можно предварительно определить жесткость ригеля или по формуле:

$$J_p = (A_{в.п.} \times Z_6^2 + A_{н.п.} \times Z_n^2) \times 0,9; \quad \text{при} \quad i = 0,015$$

или по формуле:

$$J_p = \frac{(M_{\max} \times h_{cp})}{(2R_y \times \gamma_c) \times 1,05},$$

где $M_{\max}$ - изгибающий момент в ригеле, как в простой балке от расчетной нагрузки;

h_{cp} - высота ригеля по середине пролета;

$A_{в.п.}, A_{н.п.}$ - площади сечения верхнего и нижнего поясов;

Z_6, Z_n - расстояние от центра тяжести поясов до нейтральной оси соответствующего пояса.

Момент инерции нижней части ступенчатой колонны:

$$J_n = \frac{(N_q + \rho + 2D_{\max}) \times B_n^2}{R_y \times \gamma_c \times K_n},$$

где $K_n = 3,2$ при шаге рам 12 м.

$K_n = 2,2-2,8$ при шаге рам 6 м.

Момент инерции верхней части колонны:

$$J_6 = J_n \times \left(\frac{B_6}{B_n} \right)^2 \times \frac{1}{K};$$

где $K = 1,2 \div 1,6$

B_6 - ширина сечения верхней части колонны;

B_n - ширина сечения нижней части колонны.

ВНИМАНИЕ ! После статического расчета рамы, конструктивного расчета колонны и фермы, проверки прочности, устойчивости и жесткости еще необходимо проверить соотношения жесткостей разработанных и принятых сечений конструкций. Эти соотношения не должны отличаться от предварительно принятых более чем на 30%. Иначе необходимо полностью провести расчет заново.

Сбор нагрузок следует проводить в табличной форме на основе СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия» [2].

Пример составления расчетной схемы и сбора нагрузок приведен в учебнике [4], гл.12.

1.1.4. Статический расчет рамы, определение внутренних усилий.

Статический расчет рамы рекомендуется производить методом перемещений. Используя практические приемы и готовые табличные значения коэффициентов канонического уравнения расчет сводится к решению одного уравнения с одним неизвестным. Коэффициенты определяются по таблицам 12.3 и 12.4 [4].

Статический расчет рамы следует выполнять на каждый вид нагрузки отдельно. После определения усилий в характерных сечениях стойки рамы следует составить таблицу расчетных усилий в сечениях колонны, для которой будет проводиться конструктивный расчет. Пример определения усилий и составления таблицы расчетных усилий приведен в учебнике [4], таблица 12.6.

1.1.5. Расчет внецентренно-сжатой колонны.

Вначале необходимо выписать расчетные усилия по сечениям колонны из ранее составленной таблицы усилий.

Далее необходимо определить коэффициенты расчетной длины μ отдельных участков ступенчатых колонн в плоскости рамы. Если соблюдается условия $\frac{L_6}{L_n} \leq 0,6$

и $\frac{N_n}{N_6} \geq 3$, то $\mu_6 = 3; \mu_n = 2$.

И расчетная длина участка будет равна: $L_f = \mu \times L$, где L – длина рассматриваемого участка.

Расчетные длины участков колонн в направлении вдоль здания (из плоскости рамы) следует принимать равными расстояниям между закрепленными от смещения из плоскости рамы точками (опорами колонн, подкрановых балок, узлами крепления связей и ригелей). В общем случае определения расчетной длины следует проводить по п.п. 6.8-6.13 и приложению 6 [2].

Марки стали для стержня колонны следует выбрать по табл. 50* и табл. 51б с нормативными и расчетными характеристиками, определяемыми по табл. 1 и табл. 51 СП [2], как для конструкции относящейся к группе 3.

Далее определяется требуемая площадь A_{mp} и подбирается сечение верхней части колонны как внецентренно-сжатого стержня в виде сплошного двутавра (сварного или прокатного) и проверяется его прочность, общая и местная устойчивость.

Сечение нижней части колонны, вероятнее всего, следует выполнить сквозным, подобрав требуемую площадь шатровой и подкрановой ветвей, соединив их треуголь-

ной с дополнительными стойками решеткой, и проверить прочность и общую устойчивость, как отдельных ветвей, так и всего стержня в целом.

Если ширина сечения нижней части колонны превышает 1000 мм, следует проектировать базу раздельного типа. Здесь необходимо обратить внимание на расчетные комбинации усилий в нижнем сечении колонны.

1. $+M_{max}$ и N – для расчета базы наружной ветви.
2. $-M_{max}$ и N – для расчета подкрановой ветви.
3. $|M_{max}|$ и N_{min} – для расчета анкерных болтов.

Порядок подбора и расчета сечений, конструирование и проверка прочности и устойчивости рекомендуются таким же, как в примере гл. 14 параграф 4 [4]. Также следует проводить расчет узлов и базы колонны и выполнять требования п.п. 13.11-13.14 [2].

1.1.6. Расчет стропильной фермы.

Материал для стропильной фермы выбирается по таблицам 1 и 51 [2], как для сварной конструкции входящей в группу 2.

Сбор нагрузок следует производить в табличной форме, аналогично табл. 12,5 и табл. 13.2 [4]. Для уменьшения трудоемкости расчета рекомендуется принять бесфоновое покрытие, поэтому достаточно взять один вариант снеговой нагрузки равномерно распределенной по пролету также как и постоянная нагрузка. Узловые нагрузки определяются по формуле (9.13), [3]:

$$F = \frac{g_q + g_{kp}}{\cos \alpha} \times B \times \frac{d_1 + d_2}{2 \times \gamma}, \quad (9.13)$$

где $\alpha = 0 : \cos \alpha = 1$.

Усилия в стержнях стропильной фермы можно определять любым способом строительной механики (вырезание узлов, сечений, графическим или на ЭВМ). Следует обратить внимание, что расчетное значение усилий в стержнях фермы состоят из суммы усилий, полученных от вертикальной нагрузки при свободном опирании фермы и усилий, от расчетных моментов, возникающих в узлах рамы и действующих, следовательно на опоре фермы.

Подбор сечений стержней фермы, проверку прочности и устойчивости рекомендуется выполнять в табличной форме (смотреть табл.13.2 и табл. 13.3). Пример расчета фермы приведен в параграфе 4 [4].

Кроме этого необходимо выполнить расчет двух узлов примыкания фермы к колонне, двух укрупнительных узлов соединения отправочных марок. Во всех этих узлах следует принять соединение на болтах.

ПРИМЕЧАНИЕ:

В примере расчета укрупнительных узлов фермы в учебнике [4] допущены ошибки в определении несущей способности болтового соединения и как следствие неправильное определение количества болтов.

Сварные швы, крепящие стержни в узлах фермы, рекомендуется рассчитать в табличной форме табл. 13.4 [4].

При расчете фермы следует руководствоваться главами 9, 13 учебника [4], выполнять требования п.п. 13.6-13.10 СП [2].

1.2. Графическая часть.

Графическая часть проекта выполняется на 2-х листах формата А1 со сторонами 594мм×841 мм, возможны также листы иных форматов, удовлетворяющих ГОСТ.

Чертежи следует выполнять с соблюдением всех правил черчения и требований ГОСТ и СПДС на стадии КМ.

1.2.1. Содержание 1-го листа.

- Поперечный разрез здания.
- Схема связей по верхним поясам ферм.
- Схема связей по нижним поясам ферм.
- Схема вертикальных связей между фермами.
- Схема вертикальных связей между колоннами.
- Конструктивный чертеж колонны.
- Узлы. Вычертить узлы сопряжения верхнего пояса фермы с колонной, нижнего пояса с колонной, верхней части колонны с нижней, базы колонны.
- Конструктивный чертеж подкрановой балки (в зависимости от плотности заполнения листов, чертеж балки может быть помещен на втором листе).

На всех схемах следует производить подробную маркировку всех элементов.

Масштабы чертежей выбрать самостоятельно с учетом плотности заполнения листа.

1.2.2. Содержание 2-го листа.

- Геометрическая схема фермы совмещается с расчетной схемой. Здесь указываются на одной половине фермы – размеры в мм, на другой половине – усилия в кН.
- Схема отправочных марок фермы с их маркировкой.
- Чертеж одной или двух отправочных марок.
- Чертежи монтажных (укрупнительных) узлов фермы.

ВНИМАНИЕ ! Чертеж фермы следует выполнять в двух масштабах. Геометрическую схему фермы чертить в масштабе 1:20, 1:25, а поперечные сечения элементов – в масштабе 1:10.

Узлы при конструировании (при определении размеров фасонок, накладок) вычерчивать в масштабе 1:10.

Ведомость (спецификация) элементов по форме 5 СН 460-74 раздел 5 км.

Все масштабы для схем, узлов и деталей следует выбирать самостоятельно, чтобы чертежи читались и листы были бы заполнены плотно. На листах давать дополни-

тельно некоторые указания к проекту по изготовлению, монтажу и перевозке конструкций.

Так же следует указать район строительства и среднюю температуру наиболее холодной пятидневки, указать вид сварки, тип электродов и сварочной проволоки, положение шва при сварке, диаметр отверстий и болтов, тип болтов, шайб и гаек их материалы и ГОСТы на них и другие сведения.

2. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ЗАЩИТЕ.

Защита проводится в виде краткого (3-5 мин) доклада по выполненному курсовому проекту с ответами на вопросы. Обучающийся должен знать все виды нагрузок на сооружение, правила сбора и определения усилий, методы определения внутренних усилий в колоннах, а следовательно статический расчет рамы, усилий в колоннах, а следовательно статический расчет рамы, усилий в стержнях фермы.

Необходимо уметь подбирать основные материалы и материалы для соединений, а также определять все их расчетные характеристики, подбирать сечения элементов фермы, сечения верхней части колонны в виде сплошного внецентренно-сжатого стержня, сечения подкрановой балки.

Следует хорошо освоить проверку прочности, местной и общей устойчивости сжатых, изгибаемых, внецентренно-сжатых элементов, а так же жесткости изгибаемых элементов.

Особое внимание следует уделить назначению, размещению и работе различного вида связей. Основные простейшие виды формул следует запомнить и знать.

II. ПРИМЕР РАСЧЕТА

1. ВЫБОР МАТЕРИАЛОВ

Район строительства – г. Омск

(-42 – температура воздуха наиболее холодных суток, °С, обеспеченностью 0,98)

Тип здания: отапливаемое

Фундаменты из бетона класса прочности: В15

Подкрановые балки - относятся к группе 1. Применяем сталь С255 по ГОСТ 27772–88 $R_y=2450$ кг/см²

Стропильные фермы - относят к группе 2. Применяем сталь С245 по ГОСТ 27772–88 $R_y=2450$ кг/см²

Колонны - относятся к группе 3. Применяем сталь С245 по ГОСТ 27772–88 $R_y=2450$ кг/см²

Группу конструкций и марку стали определяем согласно Таблица В.1 [2]

2. КОМПОНОВКА ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ

Пролет здания: 30 м

Длина здания: 180 м

Шаг колонн: 12 м

Тип здания: отапливаемое

Грузоподъемность крана: 100/20т

Режим работы крана: 6К

Высота от уровня пола до головки кранового рельса 12,2 м

Справочные данные и габариты крана (по прил. 1 [3]):

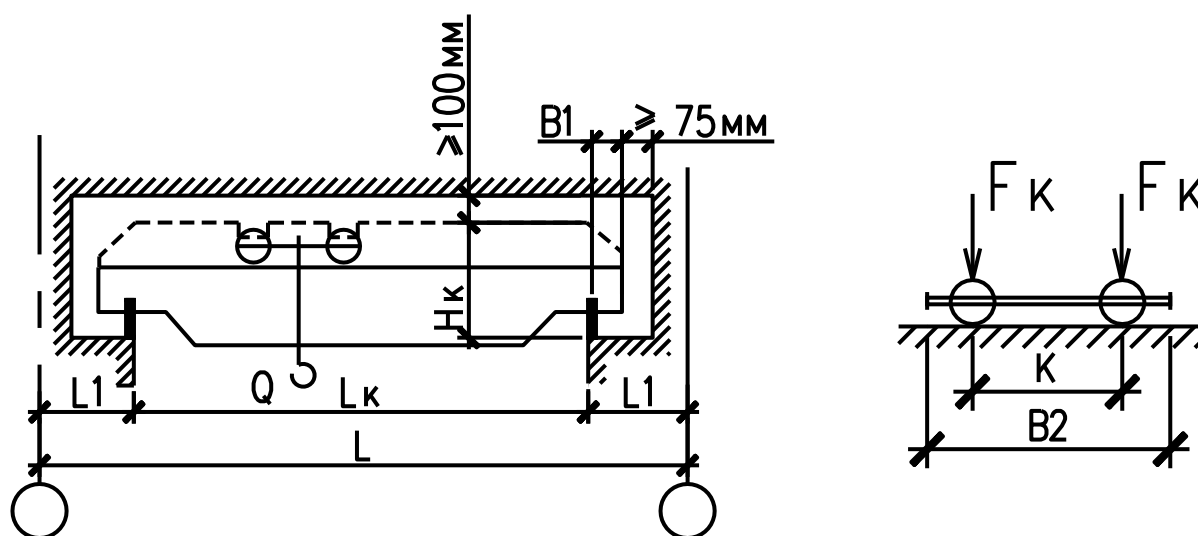


Рис. 2 – Габариты крана

Кран 100/20т

Шаг колонн 12 м

Пролет крана 28 м

Ширина моста $B=9,35$ м

База крана $K=4,6$ м

Высота крана $H=4$ м

Давление колеса $F_{1\text{макс}}=45$ т

Давление колеса $F_{2\text{макс}}=48$ т

Масса тележки $G_t=41$ т

Масса крана с тележкой $G=145$ т

Грузоподъемность $Q=100$ т

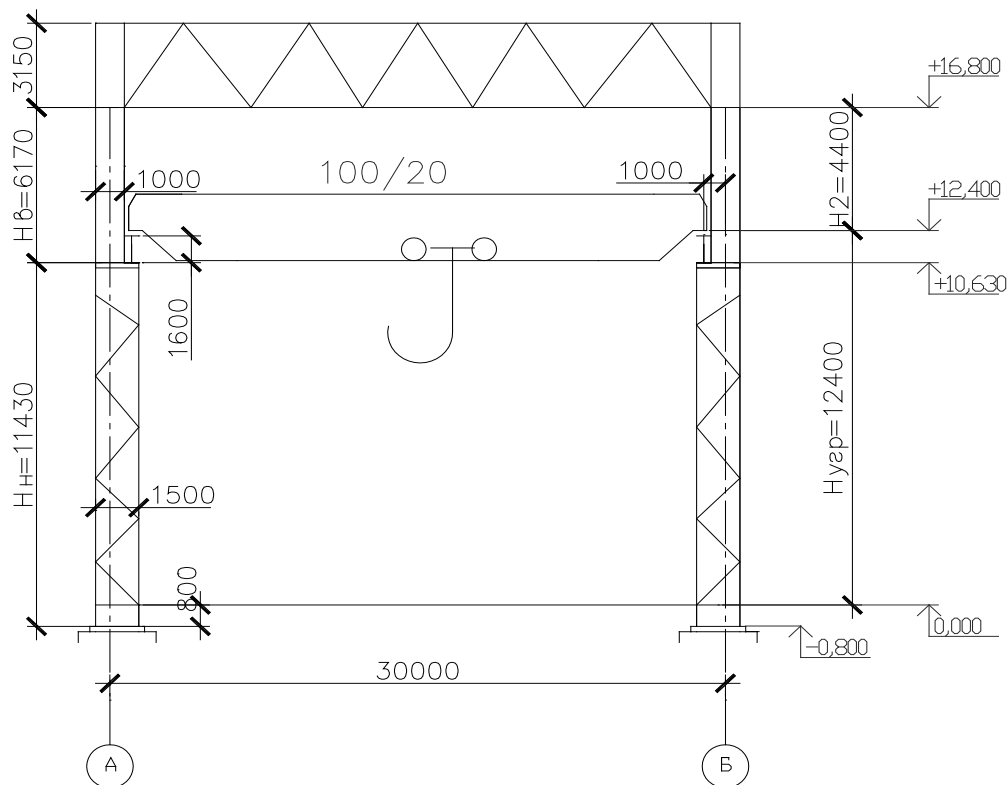


Рис.3 – Компонировка поперечной рамы

Вертикальные размеры:

$$H_0 = H_1 + H_2$$

H_0 - полезная высота цеха

H_1 - расстояние от уровня пола до головки кранового рельса ($H_1=12,2$ м по заданию)

H_2 - расстояние от головки кранового рельса до низа несущих конструкций покрытия

$$H_2 = (H_K + 100) + f$$

($H_K + 100$) - расстояние от головки рельса до верхней точки тележки крана плюс установленный по требованиям техники безопасности зазор между этой точкой и строительными конструкциями, равный 100 мм

f – размер, учитывающий прогиб конструкции покрытия (ферм, связей) принимаемый равным 200 – 400 мм, в зависимости от величины пролета.

Принимаем $f=300$ мм $H_K=4000$ мм (при грузоподъемности главного крана 100/20т и пролете 30 метров, принято по приложению 1 [1])

$$H_2 = (4000 + 100) + 300 = 4400 \text{ мм}$$

$$H_0 = 12200 + 4400 = 16600 \text{ мм}$$

Ближайшее кратное 600 значение – 16800 мм, принимаем $H_0 = 16800$ мм. Тогда отметку верха подкранового рельса можно увеличить $H_1 = 16800 - 4400 = 12400 = 12,4$ м.

Высота верхней части колонны

$$H_B = h_B + h_P + H_2$$

h_B - высота, подкрановой балки (принимается 1600 мм)

h_P - высота кранового рельса, (принимаемая равной 170 мм)

$$H_B = H_2 + h_P + h_B = 4400 + 1600 + 170 = 6170 \text{ мм}$$

Устанавливаем размер нижней части колонны H_H

$$H_H = H_0 - H_B + 800$$

800 мм - принимаемое заглубление опорной плиты башмака колонны ниже нулевой отметки пола

$$H_H = 16800 - 6170 + 800 = 11430 \text{ мм}$$

Общая высота колонны рамы от низа базы до низа ригеля

$$H = 11430 + 6170 = 17600 \text{ мм}$$

Горизонтальные размеры:

При плоских кровлях и фермах с элементами из парных уголков в соответствии с ГОСТ 23119-78 «Фермы стропильные стальные сварные с элементами из парных уголков для производственных зданий» высота фермы H_F , при пролете 30 м, принимается равной 3150 мм.

Привязка $a = 500$ мм. Тогда ширина верхней части колонны

$$h_B = 2 \cdot a = 2 \cdot 500 = 1000 \text{ мм}$$

При назначении высоты нижней части ступенчатой колонны нужно учесть, что для того, чтобы кран при движении вдоль цеха не задевал колонну, расстояние от оси подкрановой балки до оси колонны должно быть не менее $l_1 \geq B_1 + (h_B - a) + 75$

B_1 - размер части кранового моста выступающей за ось рельса принимаемой по ГОСТ на краны. $B_1 = 400$ мм (приложение 1, [1])

75 мм - зазор между краном и колонной, по требованиям безопасности принимаемый по ГОСТ на краны, a - привязка оси колонны $l_1 > 400 + 1000 - 500 + 75 = 975$ мм

Значение l_1 принимается кратным 250. Принимаем $l_1 = 1000$ мм

Ось подкрановой ветви колонны обычно совмещают с осью подкрановой балки. В этом случае высота сечения нижней части колонны $h_H = l_1 + a = 1000 + 500 = 1500$ мм

$$\text{Пролет мостового крана } l_K = l - 2l_1 = 30000 - 2 \cdot 1500 = 27000 \text{ мм}$$

Верхнюю часть колонны назначаем сплошной двутаврового сечения; нижнюю часть делаем сквозной.

3. РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ

Расчетная схема рамы:

В соответствии с конструктивной схемой выбираем ее расчетную схему и основную систему.

Расстояние между центрами тяжести верхнего и нижнего участков колонн:

$$e_0 = 0,5(h_H - h_B) = 0,5 \cdot (1500 - 1000) = 250 \text{ мм}$$

Соотношение моментов инерции $I_H/I_B = 5$, $I_P/I_H = 4$, если $I_B = 1$, то $I_H = 5$, $I_P = 15$. Сопряжение ригеля с колонной назначаем жестким.

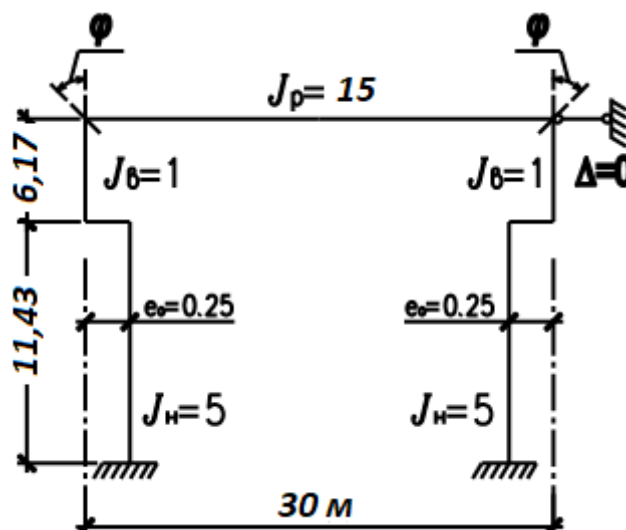


Рис.4 – Расчетная схема рамы

Нагрузки на поперечную раму

Все нагрузки подсчитываются с учетом коэффициента надежности по ответственности $\gamma_H = 1$ для большинства промышленных зданий.

1). Постоянная нагрузка:

Нагрузку на 1 м^2 кровли подсчитаем в таблице № 6

Таблица 6

№	Вид нагрузки	Нормативная величина, кг/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная величина нагрузки, кг/м ²
	Постоянная:			
1	Сэндвич панель покрытия t=200	32	1,2	38,4
2	Собственный вес металлических конструкций: (прогоны, ферма, связи)	100	1,05	105
	Итого:	132		143,4

Расчетная равномерно распределенная линейная нагрузка на ригель рамы по формуле

$$g_{\Pi} = \frac{\gamma_H \cdot g_{кр} \cdot b_{\Phi}}{\cos \alpha} = 1 \cdot 143,4 \cdot 12/1 = 1720,8 \text{ кг/м}$$

g_{Π} – расчетная равномерно распределенная нагрузка на ригель рамы

γ_H – коэффициент надежности по назначению ($\gamma_H = 1$)

$g_{кр}$ – постоянная поверхностная распределенная нагрузка от покрытия

b_{Φ} – шаг колонн

Опорная реакция ригеля рамы

$$F_R = \frac{g_{\Pi} \cdot l}{2} = 1720,8 \cdot 30/2 = 25812 \text{ кг}$$

Расчетный вес колонны (табл.12.1) (Беленя)

$$G_{\kappa} = \gamma_n \times \gamma_f \times B \times \frac{L}{2} \times G_k$$

$G_k = 40 \text{ кг/м}^2$

Верхняя часть (20% веса) $G_B = 0,2 \cdot (1 \cdot 1,05 \cdot 12 \cdot (30/2) \cdot 40) = 1512 \text{ кг} = 1,51 \text{ т}$

Нижняя часть (80% веса) $G_H = 0,8 \cdot (1 \cdot 1,05 \cdot 12 \cdot (30/2) \cdot 40) = 6048 \text{ кг} = 6,05 \text{ т}$

Поверхностная масса стен 32 кг/м^2 , переплетов с остеклением 35 кг/м^2 .

В верхней части колонны (включая вес этой части колонны)

$$F_{\text{кол.верх}} = (2,4 \cdot 0,035 + (6,17 - 2,4) \cdot 0,032) \cdot 12 \cdot 1,1 + 1,51 = 4,21 \text{ т}$$

$$F_{\text{кол.низ}} = (3 \cdot 0,035 + (11,43 - 3) \cdot 0,032) \cdot 12 \cdot 1,1 + 6,05 = 11 \text{ т}$$

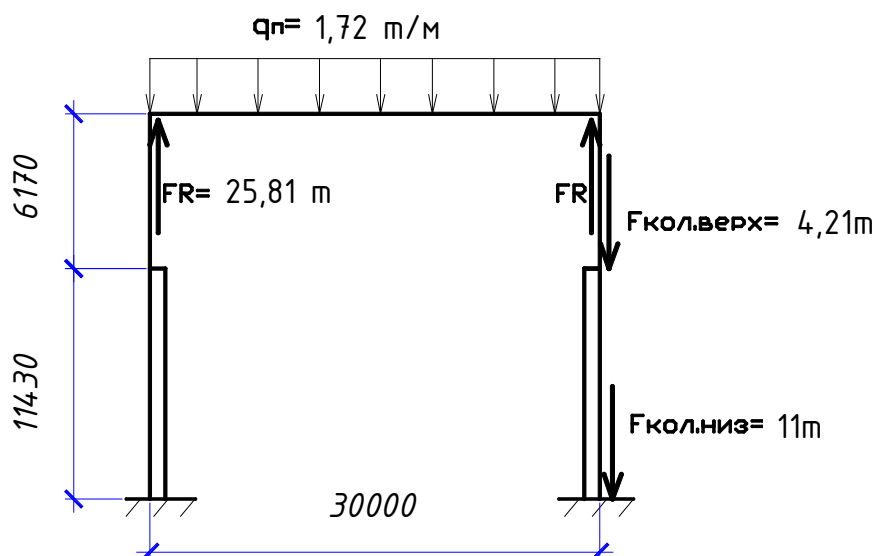


Рис. 5 – Постоянная нагрузка на поперечную раму

Обозначения:

F_R -опорная реакция ригеля рамы

$F_{\text{кол.верх}}$ - вес верхней части колонны

$F_{\text{кол.низ}}$ - вес нижней части колонны

q_n - расчетная равномерно распределенная линейная нагрузка на ригель рамы.

2). Снеговая нагрузка:

3-й снеговой (Омск)

Снеговую нагрузку определяем согласно СП 20.13330.2011 п. 10

Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия следует определять по формуле:

$$S_0 = 0,7 c_e c_t \mu S_g,$$

где c_e - коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов, принимаемый в соответствии с 10.5 [2]

$$c_e = (1,2 - 0,1 \sqrt{k})(0,8 + 0,002b) = (1,2 - 0,1 \cdot 5 \cdot 0,93) \cdot (0,8 + 0,002 \cdot 30) = 0,63;$$

c_t - термический коэффициент, принимаемый в соответствии с 10.6[2] .

μ - коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый в соответствии с 10.4[2].

S_g - вес снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли, принимаемый в соответствии с 10.2[2]

Вес снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли, для площадок, расположенных на высоте не более 1500 м над уровнем моря, принимается в зависимости от снегового района Российской Федерации по данным таблицы 10.1[2]

для г.Омск-3-й снеговой $S_g = 180$ (кгс/м²)

Нормативное значение снеговой нагрузки

$$S_0 = 0,7 \cdot 0,63 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 180 = 79,38 \text{ кг/м}^2$$

Расчетное значение снеговой нагрузки

$$S = S_0 \cdot \gamma_f = 79,38 \cdot 1,4 = 111,13 \text{ кг/м}^2,$$

где коэффициент надежности по снеговой нагрузке $\gamma_f = 1,4$ согласно п. 10,12 [2]

$$g_{сн} = S \cdot b_{\phi} = 0,1111 \cdot 12 = 1,33 \text{ т/м}$$

где b_{ϕ} - шаг ферм

Опорная реакция ригеля рамы:

$$F_R = \frac{g_{сн} \cdot L}{2} = \frac{1,33 \cdot 30}{2} = 19,95 \text{ т/м}$$

$$q_{сн} = 1,33 \text{ т/м}$$

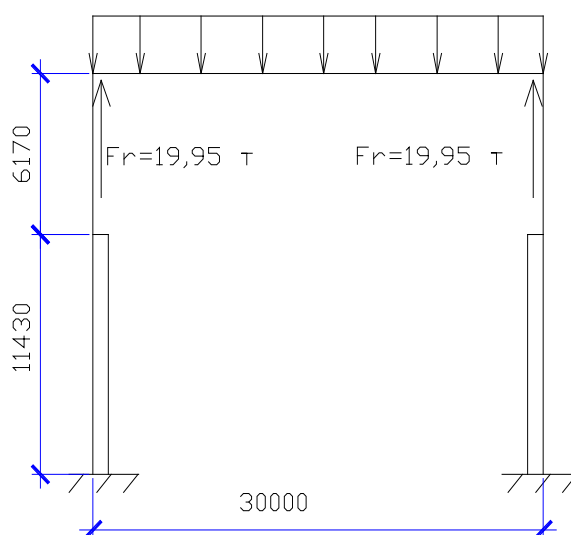


Рис. 6 – Снеговая нагрузка на поперечную раму

3). Вертикальные усилия от мостовых кранов:

$$D_{MAX} = \gamma_H \cdot (\gamma_f \cdot \psi \cdot \sum F_{K.MAX} \cdot y + \gamma_f \cdot G_n + \gamma_f \cdot g_n \cdot b_T \cdot b),$$

где D_{MAX} – расчетное усилие, передаваемое на колонну колесами крана,

γ_f – коэффициент перегрузки,

Ψ – коэффициент сочетаний,

$F_{K.MAX}$ – нормативное вертикальное усилие колеса,

y – ордината линии влияния,

G_{II} – нормативный вес подкрановых конструкций (условно включаемый во временную нагрузку),

g_H – полезная нормативная нагрузка на тормозной площадке ($1,5 \text{ кН/м}^2$),

b_T – ширина тормозной площадки,

b – шаг колонн,

$\gamma_f = 0,95$ зависит от условий работы крана (для тяжелого режима работы крана),

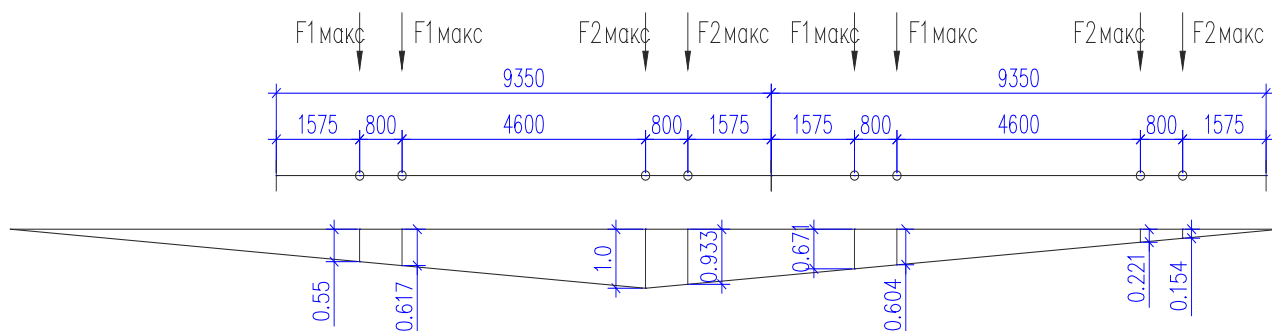
$\Psi = 1,1$ – нормативно установленное значение для крановой нагрузки.

Нормативный вес подкрановой балки находится по таблице 12.1 (1)

$$G_{II} = (40 \cdot 12 \cdot 30 / 2) / 1000 = 7,2 \text{ т}$$

Принимаем распределенный вес подкрановой балки 150 кг/м^2

$b_T = 1,5 \text{ м}$; $b = 12 \text{ м}$



$$D_{MAX} = 1,1 \cdot 0,95 \cdot (45 \cdot (0,55 + 0,617 + 0,671 + 0,604) + 48 \cdot (1 + 0,933 + 0,221 + 0,154)) + 1,05 \cdot 7,2 + 1,2 \cdot 0,15 \cdot 1,5 \cdot 12 = 241,4 \text{ т}$$

$$D_{MIN} = \gamma_H \cdot (\gamma_f \cdot \Psi \cdot \sum F_K^1 \cdot y + \gamma_f \cdot G_n + \gamma_f \cdot g_n \cdot b_T \cdot b)$$

$$D_{MIN} = 1,1 \cdot 0,95 \cdot (16,25 \cdot (0,55 + 0,617 + 0,671 + 0,604) + 13,25 \cdot (1 + 0,933 + 0,221 + 0,154)) + 1,05 \cdot 7,2 + 1,1 \cdot 0,15 \cdot 1,5 \cdot 12 = 83,96 \text{ т}$$

$$F_{K1}^1 = \frac{Q + G_m + G_{kp}}{n_0} - F_{max}^1 = \frac{100 + 145}{4} - 45 = 16,25 \text{ м}$$

$$F_{K2}^1 = \frac{Q + G_m + G_{kp}}{n_0} - F_{max}^2 = \frac{100 + 145}{4} - 48 = 13,25 \text{ м}$$

4). Сосредоточенные моменты от вертикальных усилий $D_{\max}$ и $D_{\min}$:

$$e_k = 0,5 \cdot h_H = 0,5 \cdot 1,5 = 0,75 \text{ м}$$

$h_H = 1,5 \text{ м};$

$$M_{\max} = e_K \cdot D_{\max} = 0,75 \cdot 241,4 = 181,05 \text{ т}$$

$$M_{\min} = e_K \cdot D_{\min} = 0,75 \cdot 83,96 = 62,97 \text{ т}$$

5). Горизонтальная сила от мостовых кранов, передаваемая одним колесом:

Горизонтальная сила от мостовых кранов передаваемая одним колесом по формулам 12.4, 12.8 (1)

$$T_{\text{норм}} = 0,05 \cdot \frac{Q + G_m}{n_0} = 0,05 \cdot (100 + 41) / 4 = 1,76 \text{ т}$$

Сила T :

$$T = \gamma_H \cdot \gamma_f \cdot \psi \cdot \sum T_K^H \cdot Y =$$

$$1 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 1,7625 \cdot (0,55 + 0,617 + 1 + 0,933 + 0,671 + 0,604 + 0,221 + 0,154) = 8,75 \text{ т}$$

Считаем условно, что сила приложена на уровне уступа колонны

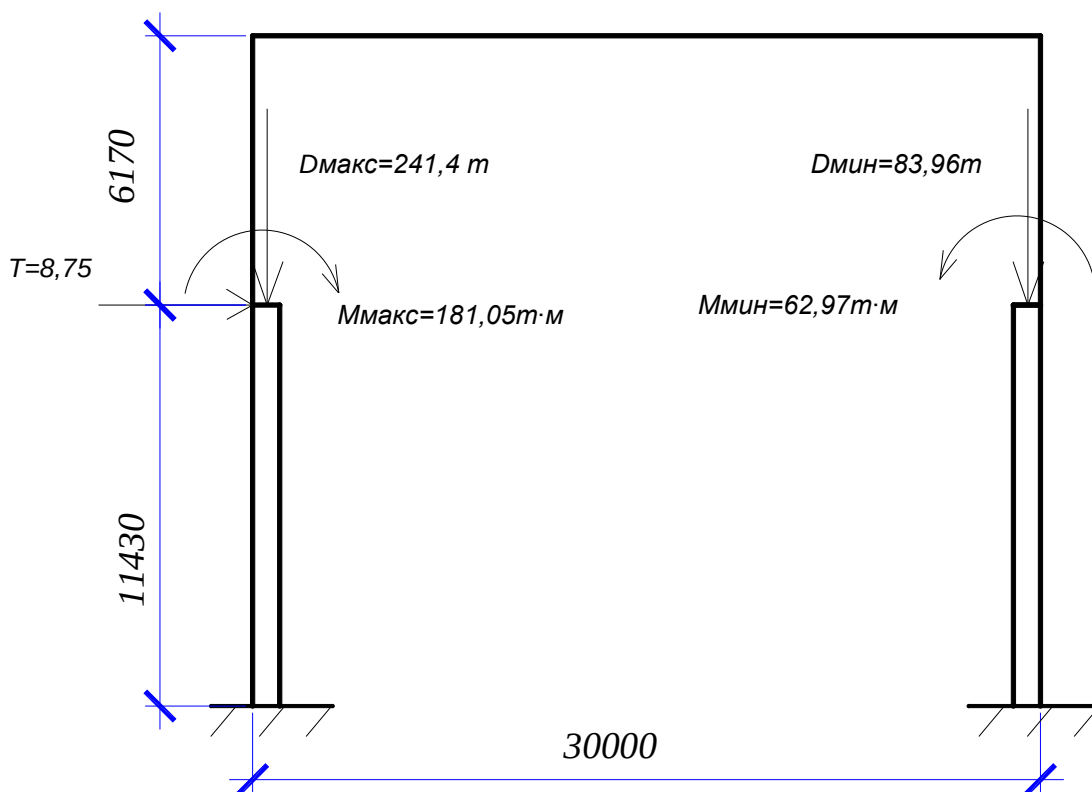


Рис. 7 – Нагрузка на поперечную раму от мостовых усилий

6). Ветровая нагрузка:

2-й ветровой район скоростной напор ветра: $w_0 = 0,030$,

коэффициент надежности по нагрузке: $\gamma_f = 1,4$.

Коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте здания (тип местности - В):

Высота парапета: 3,6 м.

Тип местности В.

Коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте здания (тип местности - В):

Отметки	к	ζ
5	0,5	1,22
10	0,65	1,06
17,6	0,802	0,955
21,2	0,865	0,913

Расчет выполняем по СП 20.13330.2011" Нагрузки и воздействия". По п.11.1.2 нормативное значение ветровой нагрузки w следует определять как сумму средней w_m и пульсационной w_p составляющих

$$w = w_m + w_p,$$

где w_m -нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки в зависимости от эквивалентной высоты z_e над поверхностью земли следует определять по формуле 11.2 [2]:

$$w_m = w_0 k(z_e) c,$$

$k(z_e)$ - коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте,

c – аэродинамический коэффициент, для вертикальных стен $c = 0,8$ с наветренной стороны; $c = 0,5$ с подветренной стороны.

Нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки w_p на эквивалентной высоте z_e следует определять по формуле 11,5 [2]:

$$w_p = w_m \zeta(z_e) v,$$

$\zeta(z_e)$ - коэффициент пульсации давления ветра, принимаемый по таблице 11.4 [2] или формуле 11.6 [2] для эквивалентной высоты z_e

$v = 0,506$ - коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ветра принимаем по табл 11.6

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки

$$w_{m5}=0,03 \cdot 0,5 \cdot 0,8=0,012 \text{ Т/м}^2$$

$$w_{m10}=0,03 \cdot 0,65 \cdot 0,8=0,016 \text{ Т/м}^2$$

$$w_{m17,6}=0,03 \cdot 0,802 \cdot 0,8=0,019 \text{ Т/м}^2$$

$$w_{m21,2}=0,03 \cdot 0,865 \cdot 0,8=0,021 \text{ Т/м}^2$$

Нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки

$$w_{p5}=0,012 \cdot 1,22 \cdot 0,506=0,007 \text{ Т/м}^2$$

$$w_{p10}=0,016 \cdot 1,06 \cdot 0,506=0,009 \text{ Т/м}^2$$

$$w_{p17,6}=0,019 \cdot 0,955 \cdot 0,506=0,009 \text{ Т/м}^2$$

$$w_{p21,2}=0,021 \cdot 0,913 \cdot 0,506=0,010 \text{ Т/м}^2$$

Нормативное значение ветровой нагрузки

$$W_5=0,012+0,007=0,019 \text{ Т/м}$$

$$W_{10}=0,016+0,009=0,025 \text{ Т/м}$$

$$W_{17,6}=0,019+0,009=0,028 \text{ Т/м}$$

$$W_{21,2}=0,021+0,010=0,031 \text{ Т/м}$$

Расчетное значение ветровой нагрузки на колонну

$$q_5=(0,012+0,007) \cdot 1,4 \cdot 12=0,319 \text{ Т/м}$$

$$q_{10}=(0,016+0,009) \cdot 1,4 \cdot 12=0,42 \text{ Т/м}$$

$$q_{17,6}=(0,019+0,009) \cdot 1,4 \cdot 12=0,47 \text{ Т/м}$$

$$q_{21,2}=(0,021+0,010) \cdot 1,4 \cdot 12=0,521 \text{ Т/м}$$

Расчетная сосредоточенная нагрузка, приложенная к верхней части колонны от ветреной нагрузки на парапет:

$$W_1=0,5 \cdot (q_{17,6}+q_{21,2}) \cdot (21,2-17,6)=0,5 \cdot (0,47+0,521) \cdot (21,2-17,6)=1,7838 \text{ Т}$$

$$W_2=1,7838 \cdot 0,5/0,8=1,11 \text{ Т}$$

Данные неравномерно-распределенные нагрузки нужно заменить эквивалентными равномерно-распределенными:

Для наветренной стороны:

$$M_{\text{экв}}=0,5 \cdot 0,319 \cdot 5^2+0,5 \cdot (0,319+0,42) \cdot (10-5) \cdot ((10-5)/2+5)+0,5 \cdot (0,42+0,47) \cdot (17,6-10)$$

$$((17,6-10)/2+10)=3,9875+13,8563+46,6716=64,52 \text{ Т} \cdot \text{м};$$

Распределенная ветровая нагрузка на наветренную сторону:

$$q_{нав,1} = \frac{2 \cdot M_{э\kappa\theta}}{H^2} = 2 \cdot 64,52 / (17,6^2) = 0,42 \text{ т/м};$$

Распределенная ветровая нагрузка на наветренную сторону:

$$q_{э\kappa\theta,2} = q_{э\kappa\theta,1} \cdot \frac{0,5}{0,8} = 0,42 \cdot 0,5 / 0,8 = 0,26 \text{ т/м}$$

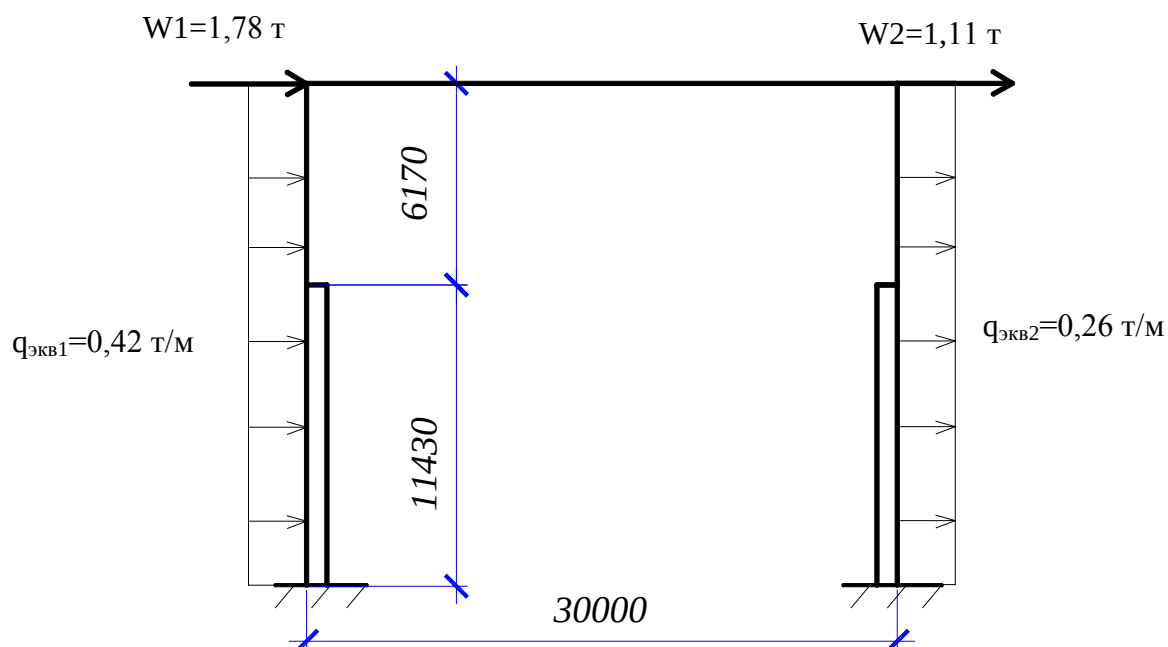


Рис. 8 – Ветровая нагрузка на поперечную раму

Обозначения на рис:

W1-Расчетная сосредоточенная нагрузка, приложенная к верхней части колонны от наветренной нагрузки на парапет

W2-Расчетная сосредоточенная нагрузка, приложенная к верхней части колонны от заветренной нагрузки на парапет

$q_{э\kappa\theta,1}$ - Распределенная ветровая нагрузка на наветренную сторону

$q_{э\kappa\theta,2}$ - Распределенная ветровая нагрузка на заветренную сторону

4. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ

1). Расчет на постоянные нагрузки:

Сосредоточенный момент из-за смещения осей верхней и нижней частей:

$$M = -(Fr + F_1) = -(25,81 + 4,21) \cdot 0,25 = -7,51 \text{ т} \cdot \text{м}$$

Параметры по табл. 12.4 (1)

$$n = \frac{I_B}{I_H} = 1/5 = 0,2$$

$$\alpha = \frac{H_B}{H} = 6,17/17,6 = 0,35$$

Каноническое уравнение для левого узла

$$r_{11}\varphi_1 + r_{1P} = 0;$$

Моменты от поворота узлов на угол $\varphi_1 = 1$ (M_1)

$$M_A = k_A \cdot i = 0,922i;$$

$$M_C = k_C \cdot i = -0,34i;$$

$$M_B = k_B \cdot i = -1,02i;$$

$$M_B^{PII} = \frac{2EI_p}{l} = \frac{2E4I_H H}{l \cdot H} = \frac{8iH}{l} = 8 \cdot i \cdot 17,6/30 = 4,69i$$

Моменты от нагрузки на стойках M_P (столбец 3 табл.12.4 (1)):

$$M_A = k_A \cdot M = 0,302 \cdot (-7,51) = -2,27 \text{ т} \cdot \text{м};$$

$$M_B = k_B \cdot M = -0,188 \cdot (-7,51) = 1,41 \text{ т} \cdot \text{м};$$

$$M_C = k_C \cdot M = -0,666 \cdot (-7,51) = 5,00 \text{ т} \cdot \text{м};$$

$$M_C^B = (k_C + 1) \cdot M = (-0,666 + 1) \cdot (-7,51) = -2,51 \text{ т} \cdot \text{м}$$

Моменты на опорах ригеля (защемлённая балка постоянного по длине сечения):

$$M_B^{PII} = -\frac{gl^2}{12} = -(1,72 \cdot 30^2)/12 = -129 \text{ т} \cdot \text{м}$$

Коэффициенты канонического уравнения

$$r_{11} = M_B + M_B^{PII} = 1,02i + 4,69i = 5,71i \text{ (по эпюре } M_1)$$

$$r_{1P} = M_B + M_B^{PII} = -1,41 + -129 = -130,41 \text{ т} \cdot \text{м (по эпюре } M_P)$$

Угол поворота:

$$\varphi = -\frac{r_{1P}}{r_{11}} = -130,41/5,71i=22,84/i$$

Моменты от фактического угла поворота ($M_1 \cdot \varphi$):

$$M_A=0,922i*22,84/i=21,06 \text{ т}\cdot\text{м}$$

$$M_B=-1,02i*22,84/i=-23,3 \text{ т}\cdot\text{м}$$

$$M_C=-0,34i*22,84/i=-7,77 \text{ т}\cdot\text{м}$$

$$M_B^{\text{РИГ}}=4,69i*22,84/i=107,12 \text{ т}\cdot\text{м}$$

Эпюра моментов $M (M_1 \cdot \varphi + M_p)$ от постоянной нагрузки:

$$M_A=21,06+(-2,27)=18,79 \text{ т}\cdot\text{м}$$

$$M_B=-23,3+1,41=-21,89 \text{ т}\cdot\text{м}$$

$$M_B^{\text{РИГ}}=107,12+(-129)=-21,88 \text{ т}\cdot\text{м}$$

$$M_C^B=-2,51-7,77=-10,28 \text{ т}\cdot\text{м}$$

$$M_C^H=5-7,77=-2,77 \text{ т}\cdot\text{м}$$

Проверкой правильности служит равенство моментов в узле В (-21,88≈-21,89), равенство перепада эпюры моментов в точке С (10,27-2,77=7,5) внешнему моменту (-7,51), а также равенство поперечных сил на верхней и нижней частях колонны:

Поперечные силы

$$Q_{AC}= -(21,89-10,27)/6,17=-1,88 \text{ т};$$

$$Q_{BC}= -(18,79+2,77)/11,43=-1,89 \text{ т};$$

Нормальные усилия

$$N_B = -Fr = -25,81 \text{ т}$$

$$N_C = -Fr-F_1 = -25,81-4,21=-30,02 \text{ т}$$

$$N_A = -Fr-F_1-F_2 = -25,81-4,21-11=-41,02 \text{ т}$$

$$N_{\text{риг}} = -1,89 \text{ т}$$

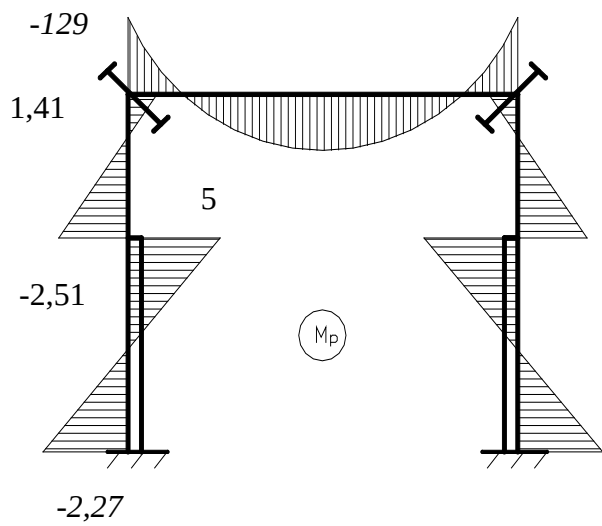
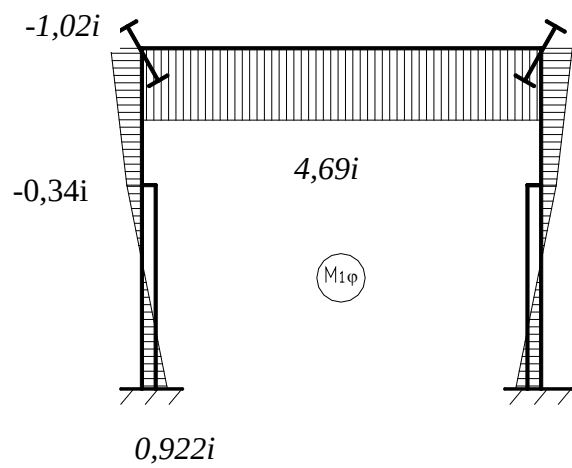


Рис. 9 – Эпюры моментов от фактического угла поворота и от нагрузки на стойках

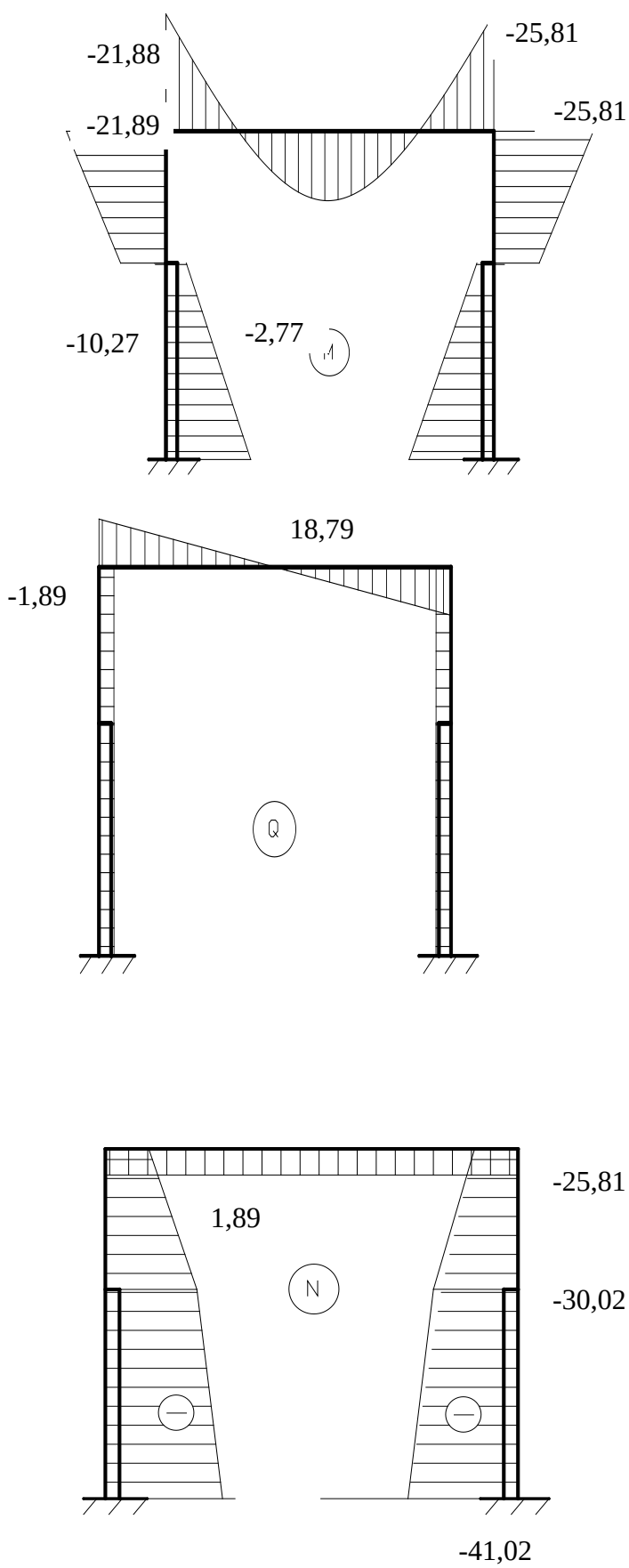


Рис. 10 – Эпюры моментов, поперечных и продольных сил от постоянной нагрузки

2). Расчет на нагрузку от снега:

Проводиться аналогично расчету на постоянные нагрузки.

Сосредоточенный момент на колонне:

$$M = F_r \cdot e_0 = -19,95 \cdot 0,25 = -4,99 \text{ т} \cdot \text{м}$$

Моменты от нагрузки M_p :

$$M_A = k_A \cdot M = 0,302 \cdot (-4,99) = -1,51 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M_B = k_B \cdot M = -0,188 \cdot (-4,99) = 0,94 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M^H_C = k_C \cdot M = -0,666 \cdot (-4,99) = 3,32 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M^B_C = (k_C + 1) \cdot M = (-0,666 + 1) \cdot (-4,99) = -1,67 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M^{PII\Gamma}_B = -\frac{g_{CH} \cdot l^2}{12} = - (1,33 \cdot 30^2) / 12 = -99,75 \text{ т} \cdot \text{м}$$

Коэффициенты канонического уравнения:

$$r_{11} = M_B + M^{PII\Gamma}_B = 5,71 \text{ i (по эпюре } M_1);$$

$$r_{1p} = M_B + M^{PII\Gamma}_B = -0,94 - 99,75 = -100,69 \text{ (по эпюре } M_p)$$

Угол поворота:

$$\varphi = -\frac{r_{1p}}{r_{11}} = -(-100,69) / 5,71 \text{ i} = 17,63 \text{ i};$$

Моменты от фактического угла поворота ($M_1 \cdot \varphi$):

$$M_A = 0,922 \text{ i} \cdot 17,63 \text{ i} = 16,25 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M_B = -1,02 \text{ i} \cdot 17,63 \text{ i} = -17,98 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M_C = -0,34 \text{ i} \cdot 17,63 \text{ i} = -5,99 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M^{PII\Gamma}_B = 4,69 \text{ i} \cdot 17,63 \text{ i} = 82,68 \text{ т} \cdot \text{м}$$

Эпюра моментов ($M_1 \cdot \varphi + M_p$):

$$M_A = 16,25 - 1,51 = 14,74 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M_B = -17,98 + 0,94 = -17,04 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M^H_C = -5,99 + 3,32 = -2,67 \text{ т} \cdot \text{м}$$

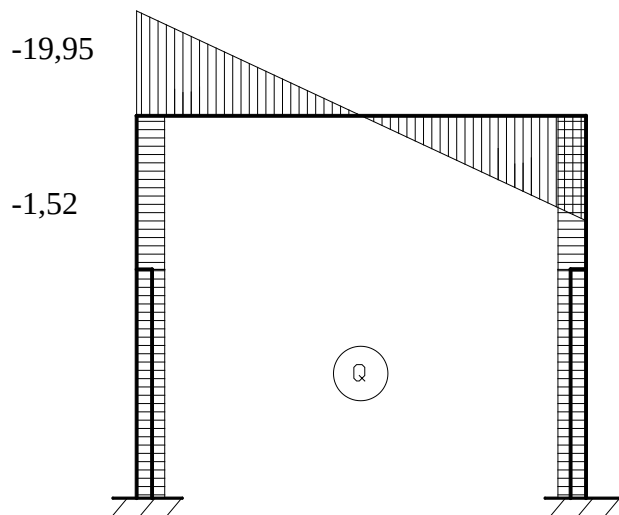
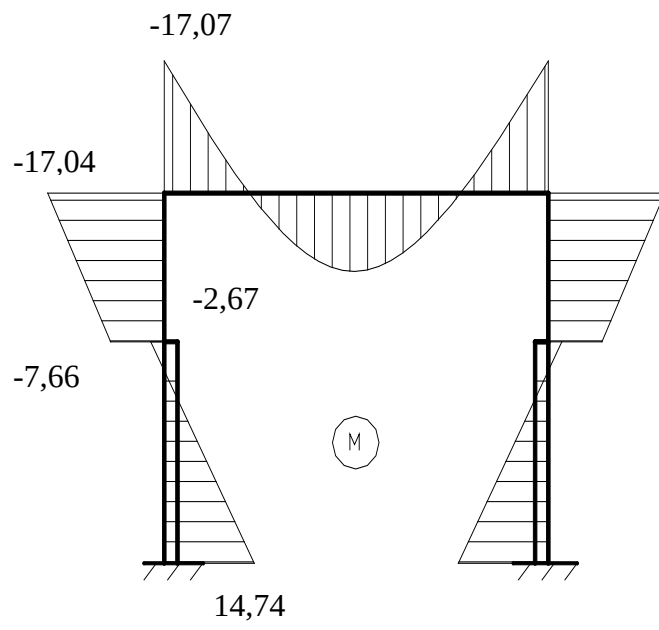
$$M^B_C = -5,99 - 1,67 = -7,66 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M^{PII\Gamma}_B = 82,68 - 99,75 = -17,07 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$Q_a = Q_b = -(14,74 - (-2,67)) / 11,43 = -1,52 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$N_B = N_A = -F = -19,95 \text{ т}$$

$$N_{PII\Gamma} = -1,52 \text{ т}$$



-1,52

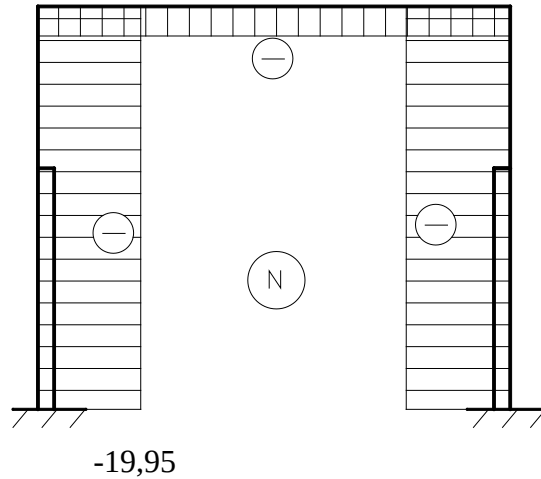


Рис. 11 – Эпюры моментов, поперечных и продольных сил от снеговой нагрузки

3). Расчет на вертикальную нагрузку от мостовых кранов:

Расчёт проводится при положении крана у левой стойки.

Проверка возможности считать ригель абсолютно жестким по формуле 12.1 (1):

$$k = \frac{I_p \cdot H}{I_H \cdot l} = 20 \cdot 17,6 / (5 \cdot 30) = 2,35 \geq \frac{6}{1 + 1,1\sqrt{\mu}} = \frac{6}{1 + 1,14} = 1,87$$

$$\mu = \frac{I_n}{I_b} - 1 = \frac{5}{1} - 1 = 4$$

Каноническое уравнение для определения смещения плоской рамы:

$$r_{11}\Delta + r_{1p} = 0$$

Моменты и реакции от смещения верхних узлов на $\Delta = 1$ по табл.12.4:

$$r_{11} = 2F_{RB} = \frac{2k_B^1 t}{H} = 2 \cdot (-6,263) t / 17,6 = -0,71 t$$

Моменты и реакции на левой стойке от нагрузки (M_p):

$$M_A = k_A \cdot M = 0,302 \cdot 181,05 = 54,68 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M_B = k_B \cdot M = -0,188 \cdot 181,05 = -34,04 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M_C^H = k_C \cdot M = -0,666 \cdot 181,05 = -120,58 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M_C^B = (k_C + 1) \cdot M = (-0,666 + 1) \cdot 181,05 = 60,47 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$F_{RB} = \frac{k_B^1 \cdot M}{H} = 1,49 \cdot 181,05 / 17,6 = 15,33 \text{ т}$$

Усилия на правой стойке можно получить аналогично:

$$M_A = k_A \cdot M = 0,302 \cdot 62,97 = 19,02 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M_B = k_B \cdot M = -0,188 \cdot 62,97 = -11,84 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M^H_C = k_C \cdot M = -0,666 \cdot 62,97 = -41,94 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M^B_C = (k_C + 1) \cdot M = (-0,666 + 1) \cdot 62,97 = 21,03 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$F_{RB} = \frac{k_B^1 \cdot M}{H} = 1,49 \cdot 62,97 / 17,6 = 5,33 \text{ т}$$

Реакция верхних концов стоек:

$$r_{1P} = F_{RB} - F_{RB}^{III} = 15,33 - 5,33 = 10$$

Смещение плоской рамы:

$$\Delta = -\frac{r_{1P}}{r_{11}} = -10 / (-0,71 \text{ т}) = 14,08 / \text{т}$$

Коэффициент пространственной работы:

$$\alpha_{III} = \alpha - \alpha' \cdot (n_0 / \sum y - 1) = 0,742 - (-0,214) \cdot (8/4,75 - 1) = 0,89$$

где $\beta = b^3 \sum I_n \cdot d / H^3 \cdot \sum I_\Gamma = 12^3 \cdot 0,25 \cdot 0,22 / (17,6^3) = 0,017$

$$\sum I_n / \sum I_\Gamma = 0,25$$

$$d = 1/k = 1/4,59 = 0,22$$

$$k = 4 \cdot a \cdot c - 3 \cdot b^2 = 4 \cdot 2,4 \cdot 1,17 - 3 \cdot 1,49^2 = 4,59 \quad 4,57$$

$$b = 1 + \alpha^2 \mu = 1 + (0,351^2) \cdot 4 = 1,493$$

$$\dot{a} = 1 + \alpha \mu = 1 + 0,351 \cdot 4 = 2,404$$

$$c = 1 + \alpha^3 \cdot \mu = 1 + (0,351^3) \cdot 4 = 1,173$$

n_0 – число колес кранов на одной нитке подкрановых балок,

$\sum y$ – сумма ординат линии влияния реакции рассматриваемой рамы

Смещение с учётом пространственной работы по формуле 12.13:

$$\Delta_{III} = \alpha_{III} \cdot \Delta = 0,89 \cdot 14,08 / \text{т} = 12,53 / \text{т}$$

Эпюра моментов ($M_1 \cdot \Delta_{np}$) (столбец 2. Табл. 12.4)

$$M_A = -4,321 \text{ т} \cdot 12,53 / \text{т} = -54,14 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M_B = 1,942 \text{ т} \cdot 12,53 / \text{т} = 24,33 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M_C = -0,248 \text{ т} \cdot 12,53 / \text{т} = -3,11 \text{ т} \cdot \text{м}$$

Суммарная эпюра ($M_p + M_1 \cdot \Delta_{np}$):

Левая колонна:

$$M_A = 54,68 + (-54,14) = -0,54 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M_B = -34,04 + 24,33 = -9,71 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M_{CH} = -120,58 + (-3,11) = -123,69 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M_{CB} = 60,47 + (-3,11) = 57,36 \text{ т} \cdot \text{м}$$

Правая колонна:

$$M_A = 19,02 + 54,14 = 73,16 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M_B = -11,84 + (-24,33) = -36,17 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M_{CH} = -41,94 + 3,11 = -38,83 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M_{CB} = 21,03 + 3,11 = 24,14 \text{ т} \cdot \text{м}$$

Эпюра поперечных сил

$$Q_{AC}^{III} = (73,16 + 38,83) / 11,43 = 9,8 \text{ т}$$

$$Q_{AC}^I = -(123,69 - 0,54) / 11,43 = -10,77 \text{ т}$$

$$Q_{BC}^{III} = (24,14 + 36,17) / 6,17 = 9,77 \text{ т}$$

$$Q_{BC}^I = -(9,71 + 57,36) / 6,17 = -10,87 \text{ т}$$

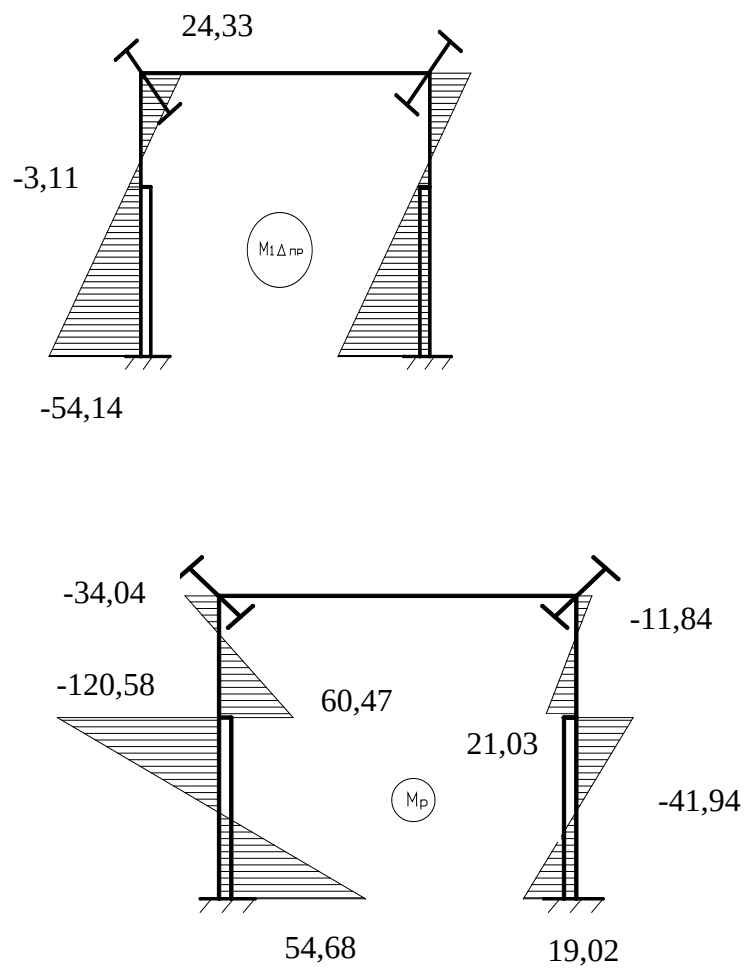


Рис. 12 – Эпюры моментов от фактического угла поворота и от нагрузки на стойках

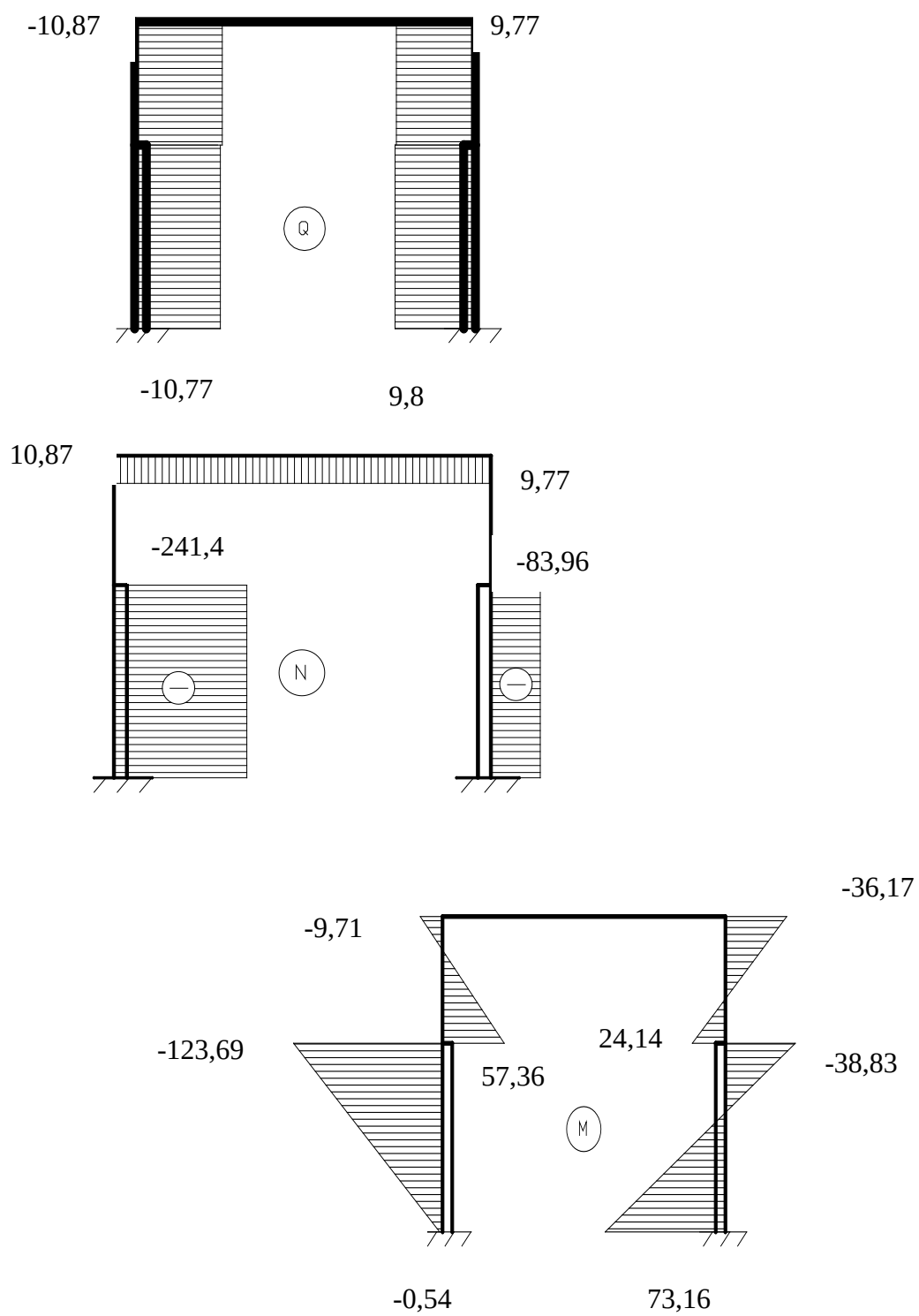


Рис. 13 – Эпюры поперечных и продольных сил, моментов от вертикального воздействия мостового крана

4). Расчет на горизонтальные воздействия мостовых кранов:

$$T=8,75 \text{ т}$$

Основная система, эпюра M_1 , каноническое уравнение, коэффициент α_{PP} – такие же как и при расчёте на вертикальную нагрузку мостовых кранов.

Моменты и реакции в основной системе от силы T :

$$M_A = K_A \cdot T \cdot H = -0,129 \cdot 8,75 \cdot 17,6 = -19,87 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M_B = K_B \cdot T \cdot H = -0,106 \cdot 8,75 \cdot 17,6 = -16,32 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M_C = K_C \cdot T \cdot H = 0,113 \cdot 8,75 \cdot 17,6 = 17,4 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$F_{RB} = K_B^1 \cdot T = 0,627 \cdot 8,75 = 5,49 \text{ т} \cdot \text{м}$$

Смещение верхних концов с учетом пространственной работы:

$$\Delta_{PP} = \frac{\alpha_{PP} \cdot r_{1P}}{r_{11}} = 0,89 \cdot 5,49 / 0,71 = 6,88 / \text{т} \cdot \text{м}$$

Эпюра моментов ($M_1 \cdot \Delta_{np}$):

$$M_A = -4,321 \cdot 6,88 / \text{т} = -29,73 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M_B = 1,942 \cdot 6,88 / \text{т} = 13,36 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M_C = -0,248 \cdot 6,88 / \text{т} = -1,71 \text{ т} \cdot \text{м}$$

Суммарная эпюра ($M_p + M_1 \cdot \Delta_{np}$):

Левая колонна:

$$M_A = -19,87 + (-29,73) = -49,6 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M_B = -16,32 + 13,36 = -2,96 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M_C = 17,4 + (-1,71) = 15,69 \text{ т} \cdot \text{м}$$

Правая колонна:

$$M_A = -29,73 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M_B = 13,36 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M_C = -1,71 \text{ т} \cdot \text{м}$$

Эпюра поперечных сил (Q):

$$Q_{вс\ л} = -(15,69 + 2,96) / 6,17 = -3,02 \text{ т}$$

$$Q_{ас\ л} = (15,69 + 49,6) / 11,43 = 5,71 \text{ т}$$

$$Q_{ас\ пр} = (13,36 + 29,73) / 17,6 = 2,45 \text{ т}$$

Проверка правильности решения: скачок на эпюре $Q = 3,57 - (-1,03) = 4,6 \text{ т}$ - равно горизонтальной реакции $T = 4,56$

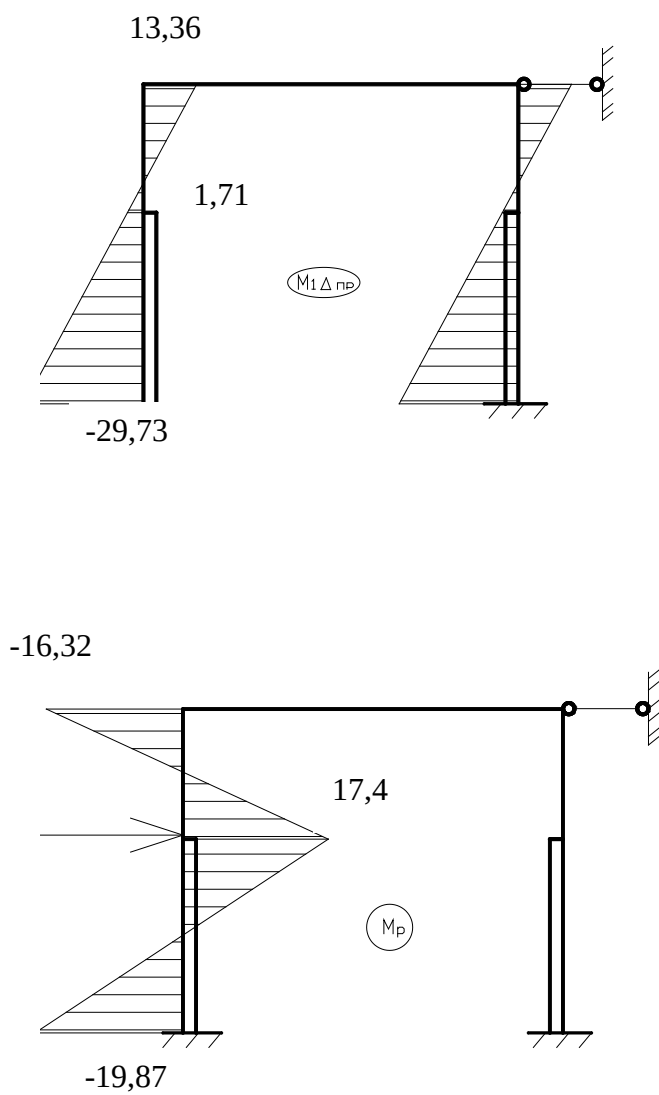


Рис. 14 – Эпюры моментов от фактического угла поворота и от нагрузки на стойках

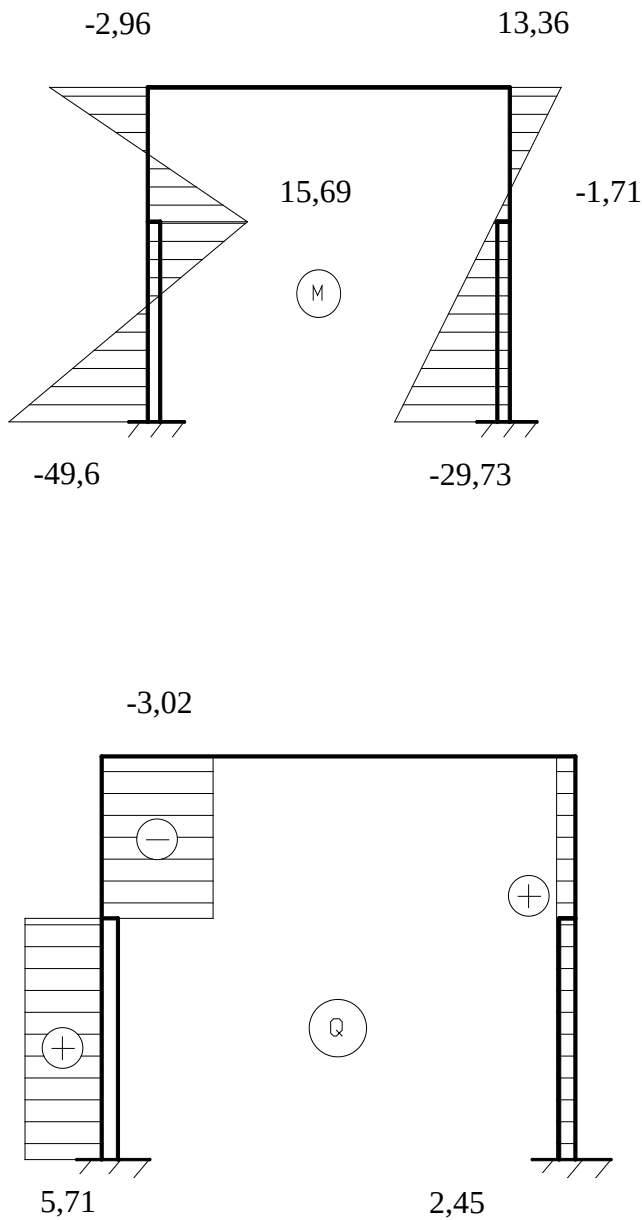


Рис. 15 – Эпюры поперечных сил и моментов от горизонтального воздействия мостового крана

5). Расчет на ветровую нагрузку:

Основная система и эпюра M_1 такие же как и для крановых воздействий.

Эпюра M_p на левой стойке:

$$M_A = K_A \cdot g_{\varnothing} \cdot H^2 = -0,108 \cdot 0,42 \cdot 17,6^2 = -14,05 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M_B = K_B \cdot g_{\varnothing} \cdot H^2 = -0,059 \cdot 0,42 \cdot 17,6^2 = -7,68 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M_C = K_C \cdot g_{\varnothing} \cdot H^2 = 0,038 \cdot 0,42 \cdot 17,6^2 = 4,94 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$F_{RB} = K_B^1 \cdot g_{\varnothing} \cdot H = 0,451 \cdot 0,42 \cdot 17,6 = 3,33 \text{ т}$$

На правой стойке усилия получаются умножением на коэффициент:

$$\frac{g_{\varnothing}^1}{g_{\varnothing}} = 0,26/0,42 = 0,62$$

Усилия на правой стойке:

$$M_A = 14,05 \cdot 0,619 = 8,7 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M_B = 7,68 \cdot 0,619 = 4,75 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M_C = -4,94 \cdot 0,619 = -3,06 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$F_{RB}^1 = 3,33 \cdot 0,619 = 2,06 \text{ т}$$

Коэффициенты канонического уравнения по формуле (12.22):

$$r_H = r_{11} = -0,71 \text{ т}$$

$$r_{1P} = F_{RB} + F_{RB}^1 + F_B + F_B^1 = 3,33 + 2,06 + 1,78 + 1,11 = 8,28$$

Смещение рамы (ветровая нагрузка воздействует на все рамы блока и поэтому $\alpha_{np}=1$):

$$\Delta = -\frac{r_{1P}}{r_{11}} = -8,28/(-0,71 \text{ т}) = 11,66/\text{т} \cdot \text{м}$$

Эпюра моментов ($M_1 \cdot \Delta_{np}$):

$$M_A = -4,321 \text{ т} \cdot 11,66/\text{т} = -50,38 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M_B = 1,942 \text{ т} \cdot 11,66/\text{т} = 22,64 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M_C = -0,248 \text{ т} \cdot 11,66/\text{т} = -2,89 \text{ т} \cdot \text{м}$$

Суммарная эпюра ($M_p + M_1 \cdot \Delta$):

Левая колонна:

$$M_A = -14,05 + -50,38 = -64,43 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M_B = -7,68 + 22,64 = 14,96 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M_C = 4,94 + -2,89 = 2,05 \text{ т} \cdot \text{м}$$

Правая колонна:

$$M_A = 8,7 + 50,38 = 59,08 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$M_B = 4,75 + -22,64 = -17,89 \text{ Т} \cdot \text{М}$$

$$M_C = -3,06 + 2,89 = -0,17 \text{ Т} \cdot \text{М}$$

Эпюра Q на левой стойке:

$$Q_A^I = \frac{(-M_A + M_B)}{H} + \frac{g_{\text{э}} \cdot H}{2} = (-64,43 + 14,96) / 17,6 + 0,42 \cdot 17,6 / 2 = 8,21 \text{ Т}$$

$$Q_B^I = Q_A - g_{\text{э}} \cdot H = 8,21 - 0,42 \cdot 17,6 = 0,82 \text{ Т}$$

Эпюра Q на правой стойке:

$$Q_A^{II} = \frac{(-M_A + M_B)}{H} + \frac{g_{\text{э}} \cdot H}{2} = (-59,08 + 27,39) / 17,6 + 0,26 \cdot 17,6 / 2 = 6,66 \text{ Т}$$

$$Q_B^{II} = Q_A^{II} - g_{\text{э}} \cdot H = 6,66 - 0,26 \cdot 17,6 = 2,08 \text{ Т}$$

При правильном решении сумма поперечных сил внизу должна быть равна сумме всех горизонтальных нагрузок:

$$Q_A + Q_A^{II} = 8,21 + 6,66 = 14,87 \text{ Т}$$

$$(g_{\text{э}} + g_{\text{э}}^1)H + F_B + F_B^1 = (0,42 + 0,26) \cdot 17,6 + 1,78 + 1,11 = 14,86 \text{ Т}$$

$$Q_B + Q_B^{II} = 0,82 + 2,08 = 2,9 \text{ Т}$$

$$F_B + F_B^1 = 1,78 + 1,11 = 2,89 \text{ Т}$$

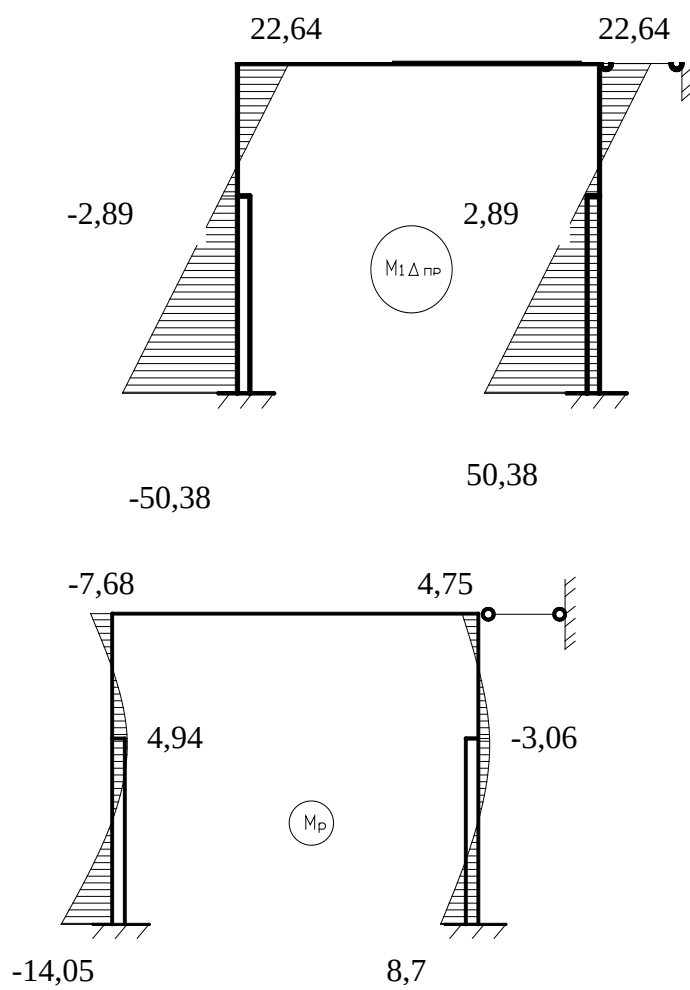


Рис. 16 – Эпюры моментов от фактического угла поворота и от нагрузки на стойках

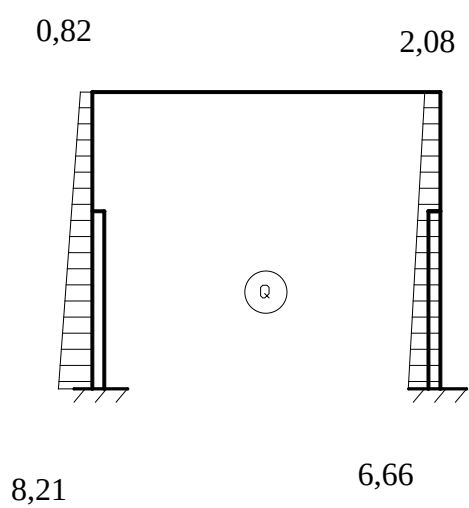
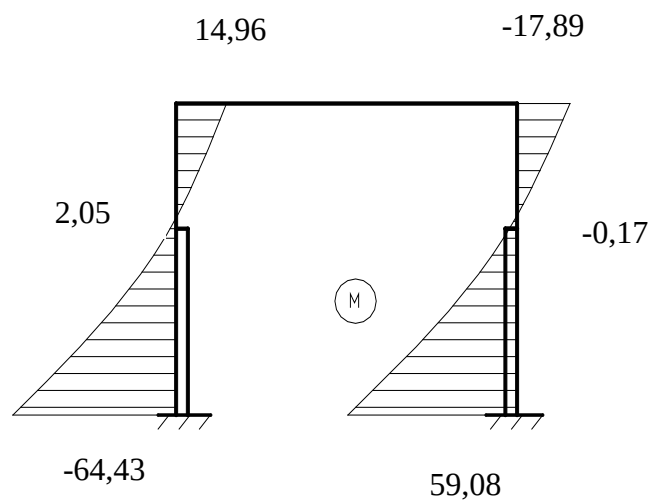


Рис. 17 – Эпюры поперечных сил и моментов от ветровой нагрузки

5. СОСТАВЛЕНИЕ КОМБИНАЦИЙ УСИЛИЙ В СЕЧЕНИЯХ СТОЙКИ РАМЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ ДЛЯ РАСЧЕТА КОЛОНН

Определив в раме изгибающие моменты и нормальные силы от каждой из расчетных нагрузок, необходимо найти их наиболее невыгодные сочетания, которые могут быть неодинаковыми для разных сечений элементов рамы.

При составлении основных сочетаний учитываются:

- постоянные нагрузки, плюс временные длительные нагрузки, плюс одна кратковременная с коэффициентом сочетаний, равным единице;
- постоянные и временные длительные нагрузки, плюс не менее двух кратковременных нагрузок, с коэффициентом сочетаний 0,9 каждая.

Таблица 7 (изгибающие моменты кН·м, нормальные и поперечные силы, кН)

№	Нагрузки и комбинации	φ	Сечения стойки									
			I			II		III		IV		
			M	N	Q	M	N	M	N	M	N	Q
1	Постоянная	1	-21,89	-25,81	-1,89	-10,27	-30,02	-2,77	-30,02	+18,79	-41,02	-1,89
2	Снеговая	1	-17,04	-19,95	-1,52	-7,66	-19,95	-2,67	-19,95	+14,74	-19,95	-1,52
		0,9	-15,34	-17,96	-1,37	-6,89	-17,96	-2,40	-17,96	+13,27	-17,96	-1,37
3	D _{max} на левую колонну	1	-9,71	0	-10,87	+57,36	0	-123,69	-241,4	-0,54	-241,4	-10,77
		0,9	-8,74	0	-9,78	+51,62	0	-111,32	-217,26	-0,49	-217,26	-9,69
3*	D _{max} на правую колонну	1	-36,17	0	-9,77	+24,14	0	-38,83	-83,96	+73,16	-83,96	-9,8
		0,9	-32,55	0	-8,79	+21,73	0	-34,95	-75,56	+65,84	-75,56	-8,82
4	T на левую колонну	1	±2,96	0	±3,02	±15,69	0	±15,69	0	±49,6	0	±5,71
		0,9	±2,66	0	±2,72	±14,12	0	±14,12	0	±44,64	0	±5,14
4*	T на правую колонну	1	±13,36	0	±2,45	±1,71	0	±1,71	0	±29,73	0	±2,45
		0,9	±12,02	0	±2,21	±1,54	0	±1,54	0	±26,76	0	±2,21
5	Ветровая слева	1	+14,96	0	+0,82	+2,05	0	+2,05	0	-64,43	0	+8,21
		0,9	+13,46	0	+0,74	+1,85	0	+1,85	0	-57,99	0	+7,39
5*	Ветровая справа	1	-17,89	0	-2,08	-0,17	0	-0,17	0	+59,08	0	-6,66
		0,9	-16,10	0	-1,87	-0,15	0	-0,15	0	+53,17	0	-5,99
+M _{max} N _{соотв}		1	-			1, 3, 4		-		1, 3*, 4		
			-	-	-	+62,78	-30,02	-	-	+141,55	-124,98	-17,4
		0,9	-			1, 3, 4, 5		-		1, 2, 3*, 4, 5*		
-	-		-	+57,32	-30,02	-	-	+195,71	-164,54	-23,21		
-M _{max} N _{соотв}		1	1, 3*, 4*			1, 2		1, 3, 4		1, 5		
			-71,42	-25,81	-14,11	-17,93	-49,97	-142,15	-271,42	-45,64	-41,02	+6,32
		0,9	1, 2, 3*, 4*, 5*			1, 2, 5*		1, 2, 3, 4, 5*		1, 3, 4, 5		
-97,6	-43,77		-12,39	-17,31	-47,98	-130,76	-265,24	-84,33	-258,28	-7,44		
N _{max} +M _{соотв}		1	-			-		-		1, 3, 4		
			-	-	-	-	-	-	-	+67,85	-282,42	-18,37
		0,9	-			1, 2, 3, 4, 5		-		1, 2, 3, 4, 5*		
-	-		-	+50,43	-47,98	-	-	+129,38	-276,24	-24,08		
N _{max} -M _{соотв}		1	1, 2			1, 2		1, 3, 4		1, 3, 4		
			-38,93	-45,76	-3,41	-17,93	-49,97	-142,15	-271,42	-31,35	-282,42	-18,37
		0,9	1, 2, 3*, 4*, 5*			1, 2, 5*		1, 2, 3, 4, 5*		1, 2, 3, 4, 5		
-97,6	-43,77	-12,39	-17,31	-47,98	-130,76	-265,24	-71,06	-276,24	-10,7			
N _{min} +M _{соотв}	1	Усилия М и N от постоянной нагрузки посчитаны с коэффициентом 0,9/1,09=0,92							1, 5*			
									+71,64	-37,74		
N _{min} -M _{соотв}	1								1,5			
									-41,99	-37,74		
Q _{max}		0,9										-24,08

6. РАСЧЕТ СТРОПИЛЬНОЙ ФЕРМЫ

В качестве стропильной конструкции выступает ферма с параллельными поясами пролетом 30м. Материал стержней ферм – сталь С245, $R=240\text{МПа}=2450\text{кг/см}^2$ ($t \leq 20\text{мм}$), фасонок – С255, $R=240\text{МПа}=2450\text{кг/см}^2$ ($t \leq 20\text{мм}$). Элементы ферм выполнены из уголков.

Постоянная нагрузка:

Нагрузка от покрытия $q_{\text{пост}} = 0,1434 \text{ т/м}^2$

Узловые силы:

$$F_1 = 0,1434 \cdot 12 \cdot 3/2 = 2,58 \text{ т}$$

$$F_2 = q_{\text{пост}} \cdot a \cdot B = 0,1434 \cdot 12 \cdot 3 = 5,16 \text{ т}$$

Опорные реакции:

$$R = (5,16 \cdot 9)/2 = 23,22 \text{ т}$$

Снеговая нагрузка.

Расчётная нагрузка: $q_{\text{сн}} = 0,11113 \text{ т/м}^2$;

Узловые силы:

$$F_1 = 0,11113 \cdot 12 \cdot 3/2 = 2 \text{ т}$$

$$F_2 = 0,11113 \cdot 12 \cdot 3 = 4 \text{ т}$$

Опорные реакции:

$$R = (4 \cdot 9)/2 = 18 \text{ т}$$

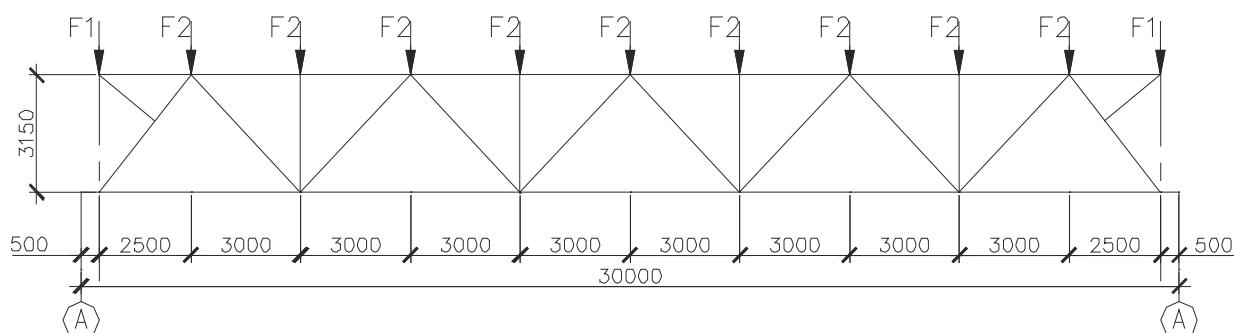


Рис. 18 – Схема стропильной фермы

Нагрузка от рамных моментов:

1-я комбинация (со снегом):

$$M_{1\max} = -97,6 \text{ т·м (1, 2, 3*, 4*, 5*)}$$

$$M_{2\text{соотв}} = -35,17 \text{ т·м (1, 2, 3, 4, 5)}$$

2-я комбинация (без снега):

$$M_{1\max} = -97,6 - (-15,34) = -82,26 \text{ т·м (1, 2, 3*, 4*, 5*)}$$

$$M_{2\text{соотв}} = -35,17 - (-15,34) = -19,83 \text{ т·м (1, 2, 3, 4, 5)}$$

Нагрузка от распора рамы:

1-я комбинация

$$H_1 = 1,89 + (1,52 + 9,77 + 2,45 + 2,08 + 1,78) \cdot 0,9 = 17,73 \text{ т}$$

$$H_2 = 1,89 + (1,52 + 10,87 + 3,02 + -0,82 - 1,11) \cdot 0,9 = 14,02 \text{ т}$$

2-я комбинация

$$H_1 = 17,73 - 1,52 \cdot 0,9 = 16,36 \text{ т}$$

$$H_2 = 14,02 - 1,52 \cdot 0,9 = 12,65 \text{ т}$$

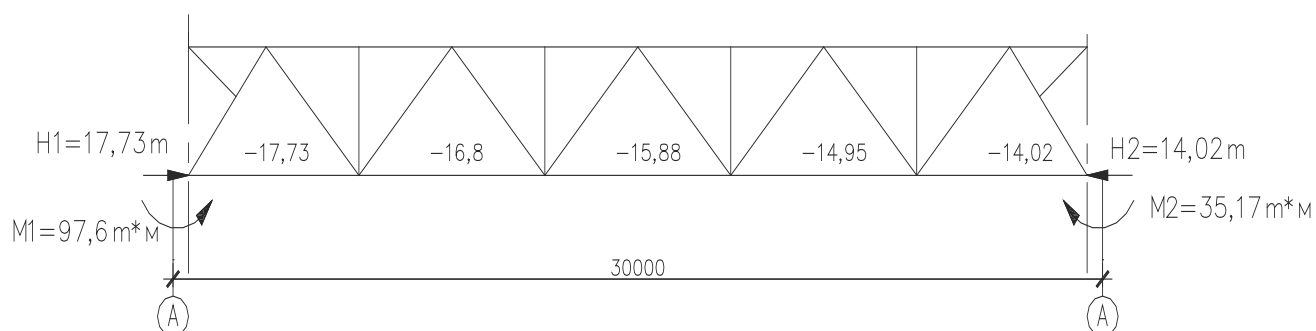


Рис. 19 – Схема приложения распоров и опорных моментов

Опорные моменты заменяем сосредоточенными силами:

$$P_1 = 97,6 / (3,15 - 0,1) = 32 \text{ т}$$

$$P_2 = 35,17 / (3,15 - 0,1) = 11,53 \text{ т}$$

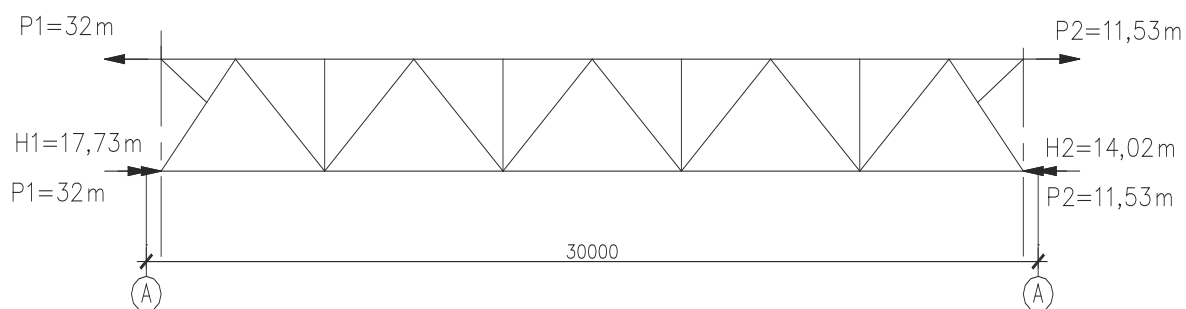


Рис. 20 – Схема приложения распоров и сосредоточенных сил

Определение усилий в стержнях фермы

1). Расчет на вертикальные нагрузки

Постоянная нагрузка

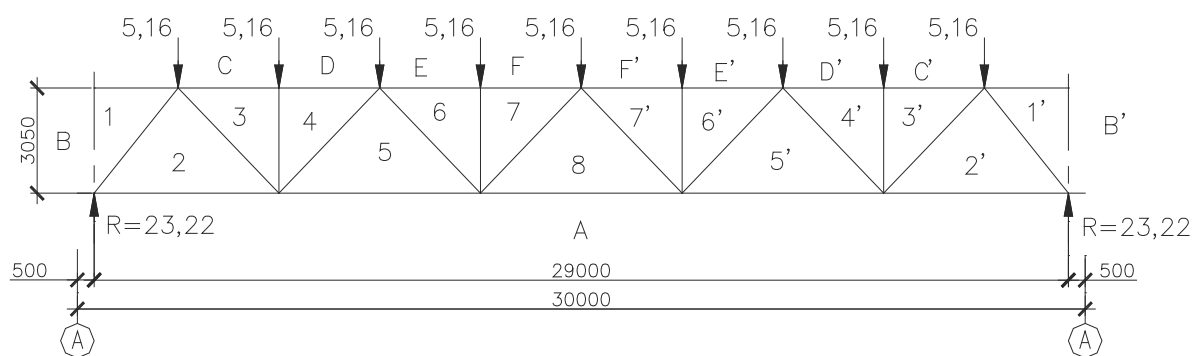


Рис. 21 – Схема приложения вертикальной постоянной нагрузки

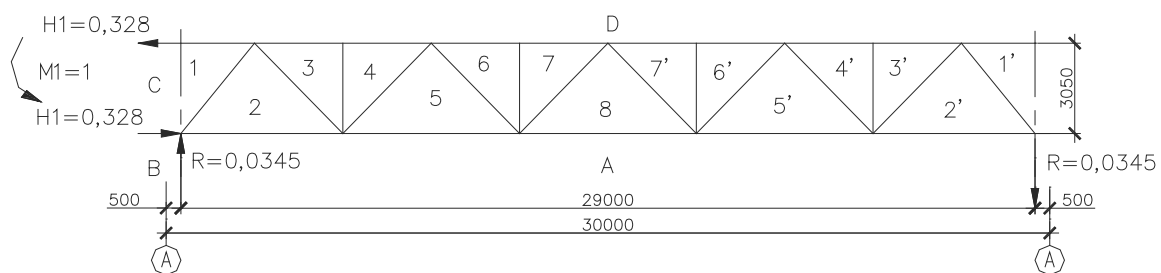


Рис. 23 – Схема приложения горизонтальной нагрузки

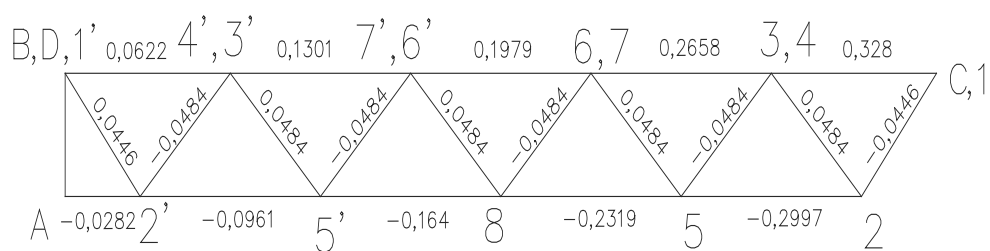


Таблица 8

Элемент	№ стержня	Усилия от постоянной нагрузки	Усилия от снеговой нагрузки		Усилия от опорных моментов				Усилия от распора рамы	Расчетные усилия			
			$\psi_2 = 1$	$\psi_2 = 0,9$	S_1 от $M_1 = 1$	S_2 от $M_2 = 1$	$S_1 M_1$ (97,6; 82,26*)	$S_2 M_2$ (35,17; 19,83*)		№ нагрузок	растяжение	№ нагрузок	сжатие
		1	2а	2б			3	4	5				
Верхний пояс	В-1	0	0	0	0,328	0	32,01	0	-	3	32,01		
	С-3	-36,79	-28,52	-25,67	0,266	0,062	25,96	2,18	-			1+2а	-65,31
	Д-4												
	Е-6	-57,1	-44,25	-39,83	0,198	0,13	19,32	4,57	-			1+2а	-101,35
	Ф-7												
Нижний пояс	А-2	19,03	14,75	13,28	-0,3	-0,028	-24,68*	-0,56*	-17,73	1+2а	33,78	1+3+4+5	-23,94
	А-5	49,48	38,34	34,51	-0,232	-0,096	-19,08*	-1,9*	-16,8	1+2а	87,82		
	А-8	59,63	46,21	41,59	-0,164	-0,164	-13,49*	-3,25*	-15,88	1+2а	105,84		
Раскосы	1-2	-30,02	-23,26	-20,93	-0,045	0,045	-4,39	1,58	-			1+2б+3+4	-53,76
	2-3	25,33	19,7	17,73	0,048	-0,048	4,68	-1,69	-	1+2б+3+4	46,05		
	4-5	-18,09	-14,01	-12,61	-0,048	0,048	-4,68	1,69	-			1+2б+3+4	-33,69
	5-6	10,86	8,42	7,58	0,048	-0,048	4,68	-1,69	-	1+2б+3+4	21,43		
	7-8	-3,62	-2,81	-2,53	-0,048	0,048	-4,68	1,69	-			1+2б+3+4	-9,14
Стойки	3-4	-5,16	-4	-3,6	0	0	0	0	-			1+2а	-9,16
	6-7												

Подбор и проверка сечений стержней ферм

Материал стержней ферм – сталь С245, ($t \leq 20\text{мм}$), фасонки – С255, ($t \leq 20\text{мм}$).

- Расчетное сопротивление растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести $R_y = 2450 \text{ кгс/см}^2$;

- Расчетное сопротивление растяжению, сжатию, изгибу по временному сопротивлению $R_u = 3670 \text{ кгс/см}^2$.

Элементы верхнего пояса

- Элементы Е-6, F-7.

$N = 101,35 \text{ т}$ (элемент сжат)

Расчетная длина элемента: $l_{\text{efx}} = 300 \text{ см}$, $l_{\text{efy}} = 300 \text{ см}$

Подбор сечения.

Принимаем: $\lambda = 90$;

$$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 90 \cdot (2450/210000)^{0,5} = 3,07;$$

$$\varphi = 0,549;$$

$$A_{\text{np}} = 101,35 \cdot 1000 / (0,549 \cdot 2450) = 75,35 \text{ см}^2$$

$$A_{\text{Л}} = 75,35 / 2 = 37,68 \text{ см}^2$$

Принимаем сечение из 2 Л 180х11: $A = 38,8 \cdot 2 = 77,6 \text{ см}^2$

Результаты проверки принятого сечения:

1) Расчет на прочность элемента, подверженного центральному растяжению или сжатию

$$\text{Площадь нетто: } A_{\text{п}} = A = 77,6 \text{ см}^2$$

Элемент: сжатый.

$N/A_{\text{п}} = 101,35 \cdot 1000 / 77,6 = 1306,06 \text{ кг/см}^2 < 2450 \cdot 1 = 2450 \text{ кг/см}^2$ - условие выполн. (ф-ла 5; п.7.1.1)

2) Расчет на устойчивость элемента, подверженного центральному сжатию

$$J_x = 1216 \cdot 2 = 2432 \text{ см}^4;$$

$$I_y = 2 \cdot (1216 + ((4,85 + 1/2)^2) \cdot 38,8) = 4653,12 \text{ см}^4$$

$$i_x = (2432/77,6)^{0,5} = 5,6 \text{ см}$$

$$i_y = (4653,12/77,6)^{0,5} = 7,74 \text{ см}$$

Гибкость стержня относительно оси x:

$$\lambda_x = l_{\text{efx}}/i_x = 300/5,6 = 53,57$$

Гибкость стержня относительно оси у:

$$\lambda_y = l_{efy}/i_y = 300/7,74 = 38,76$$

Гибкость: $\lambda = \max(\lambda_x; \lambda_y) = 53,57$

$$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 53,57 \cdot (2450/2100000)^{0,5} = 1,83$$

Коэффициент продольного изгиба принимается по Таблице Д.1: $f = 0,773$

3) Проверка устойчивости:

$N/(f A) = 101,35 \cdot 1000 / (0,773 \cdot 77,6) = 1689,59 \text{ кг/см}^2 < 2450 \cdot 1 = 2450 \text{ кг/см}^2$ - условие выполнено (формула (7); п. 7.1.3).

Коэффициент: $a = N/(f A R_y g_c) = 101,35 \cdot 1000 / (0,773 \cdot 77,6 \cdot 2450 \cdot 1) = 0,69$

4) Проверка по условию предельной гибкости сжатых элементов

По таблице 32 (2): Тип элемента – 1: а) Пояса, опорные раскосы и стойки, передающие опорные реакции плоских ферм, структурных конструкций и пространственных конструкций из труб и парных уголков высотой до 50 м.

$$\lambda_x \leq 180 - 60 a;$$

$$53,57 < 180 - 60 \cdot 0,69 = 138,6 \text{ - условие выполнено}$$

- Элемент С-3, D-4

$N = -65,31 \text{ т}$ (элемент сжат)

Расчетная длина элемента: $l_{efx} = 300 \text{ см}, l_{efy} = 300 \text{ см}$

Подбор сечения.

Принимаем: $\lambda = 90$;

$$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 90 \cdot (2450/2100000)^{0,5} = 3,07;$$

$$\varphi = 0,549;$$

$$A_{mp} = 65,31 \cdot 1000 / (0,549 \cdot 2450) = 48,56 \text{ см}^2$$

$$A_L = 48,56 / 2 = 24,28 \text{ см}^2$$

Принимаем сечение из 2 L 125x10: $A = 24,3 \cdot 2 = 48,6 \text{ см}^2$

Результаты проверки принятого сечения:

1) Расчет на прочность элемента, подверженного центральному растяжению или сжатию

Площадь нетто: $A_n = A = 48,6 \text{ см}^2$

Элемент: сжатый.

$N/A_{\Pi} = 65,3 \cdot 1000 / 48,6 = 1343,83 \text{ кг/см}^2 < 2450 \cdot 1 = 2450 \text{ кг/см}^2$ - условие выполнено (ф-ла 5; п.7.1.1)

2) Расчет на устойчивость элемента, подверженного центральному сжатию

$$J_x = 360 \cdot 2 = 720 \text{ см}^4;$$

$$I_y = 2 \cdot (360 + ((3,45 + 1/2)^2) \cdot 24,3) = 1478,28 \text{ см}^4$$

$$i_x = (720 / 48,6)^{0,5} = 3,85 \text{ см}$$

$$i_y = (1478,28 / 48,6)^{0,5} = 5,52 \text{ см}$$

Гибкость стержня относительно оси x:

$$\lambda_x = l_{\text{efx}} / i_x = 300 / 3,85 = 77,92$$

Гибкость стержня относительно оси y:

$$\lambda_y = l_{\text{efy}} / i_y = 300 / 5,52 = 54,35$$

Гибкость: $\lambda = \max(\lambda_x ; \lambda_y) = 77,92$

$$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 77,92 \cdot (2450 / 2100000)^{0,5} = 2,66$$

Коэффициент продольного изгиба принимается по Таблице Д.1: $f = 0,624$

3) Проверка устойчивости:

$N/(f A) = 65,31 \cdot 1000 / (0,624 \cdot 48,6) = 2153,57 \text{ кг/см}^2 < 2450 \cdot 1 = 2450 \text{ кг/см}^2$ - условие выполнено (ф-ла (7); п. 7.1.3).

Коэффициент: $a = N/(f A R_y g_c) = 65,31 \cdot 1000 / (0,624 \cdot 48,6 \cdot 2450 \cdot 1) = 0,88$

4) Проверка по условию предельной гибкости сжатых элементов

По таблице 32 (2): Тип элемента – 1: а) Пояса, опорные раскосы и стойки, передающие опорные реакции плоских ферм, структурных конструкций и пространственных конструкций из труб и парных уголков высотой до 50 м.

$$\lambda_x \leq 180 - 60 a;$$

$$77,92 < 180 - 60 \cdot 0,88 = 127,2 \text{ - условие выполнено}$$

- Элемент В-1

$N = +32,01 \text{ т (растянут)}$

Расчетная длина элемента: $l_{\text{efx}} = 250 \text{ см}, l_{\text{efy}} = 250 \text{ см}$

Подбор сечения

$$A_{\text{мп}} = 32,01 \cdot 1000 / (2450 \cdot 1) = 13,07 \text{ см}^2$$

$$A_{\perp} = 13,07 / 2 = 6,54 \text{ см}^2$$

Принимаем сечения из 2 $\perp 70 \times 5$. Площадь $A = 6,86 \cdot 2 = 13,72 \text{ см}^2$

Результаты проверки принятого сечения:

1) Расчет на прочность элемента, подверженного центральному растяжению или сжатию:

$$\text{Площадь нетто: } A_n = A = 13,72 \text{ см}^2$$

Элемент: растянутый.

$$N/A_n = 32,01 \cdot 1000 / 13,72 = 2333,09 \text{ кг/см}^2 < 2450 \text{ кг/см}^2 - \text{условие выполнено (ф-ла (5); п.7.1.1.)}$$

2) Проверка гибкости растянутых элементов

Нагрузки - статические. Вид элемента конструкции по табл. 33 - 1. или 2: пояса и опорные раскосы плоских ферм и структурных конструкций.

Предельная гибкость растянутых элементов принимается по табл. 33: $\lambda_u = 400$.

$$I_x = 31,9 \cdot 2 = 63,8 \text{ см}^4$$

$$I_y = 2 \cdot (31,9 + ((1,9 + 1/2)^2) \cdot 6,86) = 142,83 \text{ см}^4$$

$$i_x = (63,8 / 13,72)^{0,5} = 2,16 \text{ см}$$

$$i_y = (142,83 / 13,72)^{0,5} = 3,23 \text{ см}$$

Гибкость стержня относительно оси x:

$$\lambda_x = l_{efx} / i_x = 250 / 2,16 = 115,74$$

Гибкость стержня относительно оси y:

$$\lambda_y = l_{efy} / i_y = 250 / 3,23 = 77,4$$

$$\lambda = 115,74 < 400 - \text{условие выполнено}$$

Элементы нижнего пояса

- Элемент А-8

$$N = +105,84 \text{ т (растянут)}$$

$$\text{Расчетная длина элемента: } l_{efx} = 600 \text{ см, } l_{efy} = 1800 \text{ см}$$

Подбор сечения

$$A_{mp} = 105,84 \cdot 1000 / (2450 \cdot 1) = 43,2 \text{ см}^2$$

$$A_L = 43,2 / 2 = 21,6 \text{ см}^2$$

Принимаем сечения из 2 L 125x9. Площадь $A = 22 \cdot 2 = 44 \text{ см}^2$

Результаты проверки принятого сечения:

1) Расчет на прочность элемента, подверженного центральному растяжению или сжатию:

$$\text{Площадь нетто: } A_n = A = 44 \text{ см}^2$$

Элемент: растянутый.

$N/A_n = 105,84 \cdot 1000 / 44 = 2405,45 \text{ кг/см}^2 < 2450 \text{ кг/см}^2$ - условие выполнено (ф-ла (5); п.7.1.1).

2) Проверка гибкости растянутых элементов

Нагрузки - статические. Вид элемента конструкции по табл. 33 - 1. или 2: пояса и опорные раскосы плоских ферм и структурных конструкций.

Предельная гибкость растянутых элементов принимается по табл. 33: $\lambda_u = 400$.

$$I_x = 327 \cdot 2 = 654 \text{ см}^4$$

$$I_y = 2 \cdot (327 + ((3,4 + 1/2)^2) \cdot 22) = 1323,24 \text{ см}^4$$

$$i_x = (654/44)^{0,5} = 3,86 \text{ см}$$

$$i_y = (1323,24/44)^{0,5} = 5,48 \text{ см}$$

Гибкость стержня относительно оси x:

$$\lambda_x = l_{efx}/i_x = 600/3,86 = 155,44$$

Гибкость стержня относительно оси y:

$$\lambda_y = l_{efy}/i_y = 1800/5,48 = 328,47$$

$$\lambda = 328,47 < 400 \text{ - условие выполнено}$$

- Элемент А-5

$N = +87,82 \text{ т}$ (растянут)

Расчетная длина элемента: $l_{efx} = 600 \text{ см}$, $l_{efy} = 1800 \text{ см}$

Подбор сечения

$$A_{mp} = 87,82 \cdot 1000 / (2450 \cdot 1) = 35,84 \text{ см}^2$$

$$A_L = 35,84/2 = 17,92 \text{ см}^2$$

Принимаем сечения из 2 L 100x10. Площадь $A = 19,2 \cdot 2 = 38,4 \text{ см}^2$

Результаты проверки принятого сечения:

1) Расчет на прочность элемента, подверженного центральному растяжению или сжатию:

$$\text{Площадь нетто: } A_n = A = 38,4 \text{ см}^2$$

Элемент: растянутый.

$N/A_n = 87,82 \cdot 1000 / 38,4 = 2286,98 \text{ кг/см}^2 < 2450 \text{ кг/см}^2$ - условие выполнено (ф-ла (5); п.7.1.1)

2) Проверка гибкости растянутых элементов

Нагрузки - статические. Вид элемента конструкции по табл. 33 - 1. или 2: пояса и опорные раскосы плоских ферм и структурных конструкций.

Предельная гибкость растянутых элементов принимается по табл. 33: $\lambda_u = 400$.

$$I_x = 179 \cdot 2 = 358 \text{ см}^4$$

$$I_y = 2 \cdot (179 + ((2,83 + 1/2)^2) \cdot 19,2) = 783,81 \text{ см}^4$$

$$i_x = (358/38,4)^{0,5} = 3,05 \text{ см}$$

$$i_y = (783,81/38,4)^{0,5} = 4,52 \text{ см}$$

Гибкость стержня относительно оси x:

$$\lambda_x = l_{\text{efx}}/i_x = 600/3,05 = 196,72$$

Гибкость стержня относительно оси y:

$$\lambda_y = l_{\text{efy}}/i_y = 1800/4,52 = 398,23$$

$$\lambda = 398,23 < 400 - \text{условие выполнено}$$

- Элемент А-2

$$N = +33,78 - 23,94 = +9,84 \text{ т (растянут)}$$

$$\text{Расчетная длина элемента: } l_{\text{efx}} = 550 \text{ см, } l_{\text{efy}} = 550 \text{ см}$$

Подбор сечения

$$A_{\text{mp}} = 9,84 \cdot 1000 / (2450 \cdot 1) = 4,02 \text{ см}^2$$

$$A_{\text{L}} = 4,02 / 2 = 2,01 \text{ см}^2$$

$$\text{Принимаем сечения из } 2 \text{ L } 50 \times 5. \text{ Площадь } A = 4,8 \cdot 2 = 9,6 \text{ см}^2$$

Результаты проверки принятого сечения:

1) Расчет на прочность элемента, подверженного центральному растяжению или сжатию:

$$\text{Площадь нетто: } A_n = A = 9,6 \text{ см}^2$$

Элемент: растянутый.

$$N/A_n = 9,84 \cdot 1000 / 9,6 = 1025 \text{ кг/см}^2 < 2450 \text{ кг/см}^2 - \text{условие выполнено (формула (5); п.7.1.1).}$$

2) Проверка гибкости растянутых элементов

Нагрузки - статические. Вид элемента конструкции по табл. 33 - 1. или 2: пояса и опорные раскосы плоских ферм и структурных конструкций.

Предельная гибкость растянутых элементов принимается по табл. 33: $\lambda_u = 400$.

$$I_x = 11,2 \cdot 2 = 22,4 \text{ см}^4$$

$$I_y = 2 \cdot (11,2 + ((1,42 + 1/2)^2) \cdot 4,8) = 57,79 \text{ см}^4$$

$$i_x = (22,4/9,6)^{0,5} = 1,53 \text{ см}$$

$$i_y = (57,79/9,6)^{0,5} = 2,45 \text{ см}$$

Гибкость стержня относительно оси x:

$$\lambda_x = l_{\text{efx}}/i_x = 550/1,53 = 359,48$$

Гибкость стержня относительно оси y:

$$\lambda_y = l_{\text{efy}}/i_y = 550/2,45 = 224,49$$

$$\lambda = 359,48 < 400 \text{ - условие выполнено}$$

Раскосы

- Раскос 1-2 (опорный)

$$N = -53,76 \text{ т (сжатие)}$$

$$\text{Расчетная длина элемента: } l_{\text{efx}} = 197 \text{ см, } l_{\text{efy}} = 394 \text{ см}$$

Подбор сечения

$$\text{Принимаем: } \lambda = 90;$$

$$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 90 \cdot (2450/210000)^{0,5} = 3,07;$$

$$\varphi = 0,549;$$

$$A_{mp} = 53,76 \cdot 1000 / (0,549 \cdot 2450) = 39,97 \text{ см}^2$$

$$A_L = 39,97/2 = 19,99 \text{ см}^2$$

$$\text{Принимаем сечение из 2 L 125x9: } A = 2 \cdot 22 = 44 \text{ см}^2$$

Результаты проверки принятого сечения:

- 1) Расчет на прочность элемента, подверженного центральному растяжению или сжатию

$$\text{Площадь нетто: } A_n = A = 44 \text{ см}^2;$$

Элемент: сжатый.

$$N/A_n = 53,76 \cdot 1000 / 44 = 1221,82 \text{ кг/см}^2 < 2450 \text{ кг/см}^2 \text{ - условие выполнено (ф-ла (5)); п. 7.1.1)}$$

- 2) Расчет на устойчивость элемента, подверженного центральному сжатию

$$I_x = 327 \cdot 2 = 654 \text{ см}^4$$

$$I_y = 2 \cdot (327 + ((3,4 + 1/2)^2) \cdot 22) = 1323,24 \text{ см}^4$$

$$i_x = (654/44)^{0,5} = 3,86 \text{ см}$$

$$i_y = (1323,24/44)^{0,5} = 5,48 \text{ см}$$

Гибкость стержня относительно оси x:

$$\lambda_x = l_{\text{efx}}/i_x = 197/3,86 = 51,04$$

Гибкость стержня относительно оси y:

$$\lambda_y = l_{\text{efy}}/i_y = 394/5,48 = 71,9$$

Гибкость: $\lambda = \max(\lambda_x; \lambda_y) = 71,9$

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 71,9 \cdot (2450/2100000)^{0,5} = 2,46$$

Коэффициент продольного изгиба принимается по Таблица Д.1: $f = 0,661$

3) Проверка устойчивости:

$N/(f A) = 53,76 \cdot 1000 / (0,661 \cdot 44) = 1848,44 \text{ кг/см}^2 < 2450 \text{ кг/см}^2$ - условие выполнено (формула (7); п. 7.1.3.);

Коэффициент: $a = N/(f A R_y g_c) = 53,76 \cdot 1000 / (0,661 \cdot 44 \cdot 2450 \cdot 1) = 0,75$

4) Проверка по условию предельной гибкости сжатых элементов:

По таблице 32 (2): Тип элемента – 1: а) Пояса, опорные раскосы и стойки, передающие опорные реакции плоских ферм, структурных конструкций и пространственных конструкций из труб и парных уголков высотой до 50 м.

$$\lambda_{\text{max}} \leq 180 - 60 a;$$

$$71,9 < 180 - 60 \cdot 0,75 = 135 \text{ - условие выполнено}$$

- Раскос 2-3

$N = +46,05 \text{ т}$ (растяжение)

Расчетная длина элемента: $l_{\text{efx}} = 428 \cdot 0,8 = 342 \text{ см}$ (т.к. $\mu = 0,8$), $l_{\text{efy}} = 428 \text{ см}$

Подбор сечения

$$A_{\text{mp}} = 46,05 \cdot 1000 / (2450 \cdot 1) = 18,8 \text{ см}^2$$

$$A_L = 18,8 / 2 = 9,4 \text{ см}^2$$

Принимаем сечение из 2 L 80x7: $A = 10,8 \cdot 2 = 21,6 \text{ см}^2$

Результаты проверки принятого сечения:

1) Расчет на прочность элемента, подверженного центральному растяжению или сжатию:

Площадь нетто: $A_n = A = 21,6 \text{ см}^2$

Элемент: растянутый.

$N/A_n = 46,05 \cdot 1000 / 21,6 = 2131,94 \text{ кг/см}^2 < 2450 \text{ кг/см}^2$ - условие выполнено (формула (5); п. 7.1.1).

2) Проверка гибкости растянутых элементов

Нагрузки - статические. Вид элемента конструкции по табл. 33 - 1. или 2: пояса и опорные раскосы плоских ферм и структурных конструкций.

Предельная гибкость растянутых элементов принимается по табл. 33: $\lambda_{\text{ч}} = 400$.

$$I_x = 65,3 \cdot 2 = 130,6 \text{ см}^4$$

$$I_y = 2 \cdot (65,3 + ((2,23 + 1/2)^2) \cdot 10,8) = 291,58 \text{ см}^4$$

$$i_x = (130,6/21,6)^{0,5} = 2,45 \text{ см}$$

$$i_y = (291,58/21,6)^{0,5} = 3,67 \text{ см}$$

Гибкость стержня относительно оси x:

$$\lambda_x = l_{\text{efx}}/i_x = 342/2,45 = 139,59$$

Гибкость стержня относительно оси y:

$$\lambda_y = l_{\text{efy}}/i_y = 428/3,67 = 116,62$$

$$\lambda = 139,59 < 400 - \text{условие выполнено}$$

- Раскос 4-5

N = -33,69 т (сжатие)

Расчетная длина элемента: $l_{\text{efx}} = 342 \text{ см}$, $l_{\text{efy}} = 428 \text{ см}$

Подбор сечения

Принимаем: $\lambda = 90$;

$$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 90 \cdot (2450/210000)^{0,5} = 3,07;$$

$\varphi = 0,549$;

$$A_{\text{мп}} = 33,69 \cdot 1000 / (0,549 \cdot 2450) = 25,05 \text{ см}^2$$

$$A_{\text{Л}} = 25,05/2 = 12,53 \text{ см}^2$$

Принимаем сечение из 2 Л 110х8: $A = 17,2 \cdot 2 = 34,4 \text{ см}^2$

Результаты проверки принятого сечения:

1) Расчет на прочность элемента, подверженного центральному растяжению или сжатию

Площадь нетто: $A_{\text{н}} = A = 34,4 \text{ см}^2$;

Элемент: сжатый.

$N/A_{\text{н}} = 33,69 \cdot 1000 / 34,4 = 979,36 \text{ кг/см}^2 < 2450 \text{ кг/см}^2$ - условие выполнено (формула (5); п. 7.1.1).

2) Расчет на устойчивость элемента, подверженного центральному сжатию

$$I_x = 198 \cdot 2 = 396 \text{ см}^4$$

$$I_y = 2 \cdot (198 + ((3 + 1/2)^2) \cdot 17,2) = 817,4 \text{ см}^4$$

$$i_x = (396/34,4)^{0,5} = 3,39 \text{ см}$$

$$i_y = (817,4/34,4)^{0,5} = 4,87 \text{ см}$$

Гибкость стержня относительно оси x:

$$\lambda_x = l_{\text{efx}}/i_x = 342/3,39 = 100,88$$

Гибкость стержня относительно оси y:

$$\lambda_y = l_{\text{efy}}/i_y = 428/4,87 = 87,89$$

Гибкость: $\lambda = \max(\lambda_x; \lambda_y) = 100,88$

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 100,88 \cdot (2450/2100000)^{0,5} = 3,45$$

Коэффициент продольного изгиба принимается по Таблица Д.1: $f = 0,484$

3) Проверка устойчивости:

$N/(f A) = 33,69 \cdot 1000 / (0,484 \cdot 34,4) = 2023,47 \text{ кг/см}^2 < 2450 \text{ кг/см}^2$ - условие выполнено (формула (7); п. 7.1.3.);

Коэффициент: $a = N/(f A R_y g_c) = 33,69 \cdot 1000 / (0,484 \cdot 34,4 \cdot 2450 \cdot 1) = 0,83$

4) Проверка по условию предельной гибкости сжатых элементов:

По таблице 32 [2]: Тип элемента - 2. а) Элементы, кроме указанных в поз. 1 и 7 плоских ферм, сварных пространственных и структурных конструкций из одиночных уголков, пространственных и структурных конструкций из труб и парных уголков.

$$\lambda_{\text{max}} \leq 210 - 60 a;$$

$$100,88 < 210 - 60 \cdot 0,83 = 160,2 \text{ - условие выполнено}$$

- Раскос 5-6

$N = +21,43 \text{ т}$ (растяжение)

Расчетная длина элемента: $l_{\text{efx}} = 342 \text{ см}$, $l_{\text{efy}} = 428 \text{ см}$

Подбор сечения

$$A_{\text{mp}} = 21,43 \cdot 1000 / (2450 \cdot 1) = 8,75 \text{ см}^2$$

$$A \perp = 8,75/2 = 4,38 \text{ см}^2$$

Принимаем сечение из 2 $\perp 50 \times 5$: $A = 4,8 \cdot 2 = 9,6 \text{ см}^2$

Результаты проверки принятого сечения:

1) Расчет на прочность элемента, подверженного центральному растяжению или сжатию:

Площадь нетто: $A_n = A = 9,6 \text{ см}^2$

Элемент: растянутый.

$N/A_n = 21,43 \cdot 1000 / 9,6 = 2232,29 \text{ кг/см}^2 < 2450 \text{ кг/см}^2$ - условие выполнено (ф-ла (5); п.7.1.1).

2) Проверка гибкости растянутых элементов

Нагрузки - статические. Вид элемента конструкции по табл. 33 - 1. или 2: пояса и опорные раскосы плоских ферм и структурных конструкций.

Предельная гибкость растянутых элементов принимается по табл. 33: $\lambda_u = 400$.

$$I_x = 11,2 \cdot 2 = 22,4 \text{ см}^4$$

$$I_y = 2 \cdot (11,2 + ((1,42 + 1/2)^2) \cdot 8,78) = 87,13 \text{ см}^4$$

$$i_x = (22,4 / 9,6)^{0,5} = 1,53 \text{ см}$$

$$i_y = (87,13 / 9,6)^{0,5} = 3,01 \text{ см}$$

Гибкость стержня относительно оси x:

$$\lambda_x = l_{\text{efx}} / i_x = 342 / 1,53 = 223,53$$

Гибкость стержня относительно оси y:

$$\lambda_y = l_{\text{efy}} / i_y = 428 / 3,01 = 142,19$$

$$\lambda = 223,53 < 400 \text{ - условие выполнено}$$

• Раскос 7-8

$N = -9,14 \text{ т}$ (сжатие)

Расчетная длина элемента: $l_{\text{efx}} = 342 \text{ см}$, $l_{\text{efy}} = 428 \text{ см}$

Подбор сечения

Принимаем: $\lambda = 90$;

$$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 90 \cdot (2450 / 210000)^{0,5} = 3,07;$$

$$\varphi = 0,549;$$

$$A_{\text{тр}} = 9,14 \cdot 1000 / (0,549 \cdot 2450) = 6,8 \text{ см}^2$$

$$A_L = 6,8 / 2 = 3,4 \text{ см}^2$$

Принимаем сечение из 2 L 75x6: $A = 8,78 \cdot 2 = 17,56 \text{ см}^2$

Результаты проверки принятого сечения:

1) Расчет на прочность элемента, подверженного центральному растяжению или сжатию

Площадь нетто: $A_n = A = 17,56 \text{ см}^2$;

Элемент: сжатый.

$N/A_n = 9,14 \cdot 1000 / 17,56 = 520,5 \text{ кг/см}^2 < 2450 \text{ кг/см}^2$ - условие выполнено (ф-ла (5); п. 7.1.1).

2) Расчет на устойчивость элемента, подверженного центральному сжатию

$$I_x = 46,6 \cdot 2 = 93,2 \text{ см}^4$$

$$I_y = 2 \cdot (46,6 + ((2,06 + 1/2)^2) \cdot 8,78) = 208,28 \text{ см}^4$$

$$i_x = (93,2 / 17,56)^{0,5} = 2,3 \text{ см}$$

$$i_y = (208,28 / 17,56)^{0,5} = 3,44 \text{ см}$$

Гибкость стержня относительно оси x:

$$\lambda_x = l_{\text{efx}} / i_x = 342 / 2,3 = 148,7$$

Гибкость стержня относительно оси y:

$$\lambda_y = l_{\text{efy}} / i_y = 428 / 3,44 = 124,42$$

Гибкость: $\lambda = \max(\lambda_x; \lambda_y) = 148,7$

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 148,7 \cdot (2450 / 2100000)^{0,5} = 5,08$$

Коэффициент продольного изгиба принимается по Таблица Д.1: $f = 0,282$

3) Проверка устойчивости:

$N/(f A) = 9,14 \cdot 1000 / (0,282 \cdot 17,56) = 1845,75 \text{ кг/см}^2 < 2450 \text{ кг/см}^2$ - условие выполнено (ф-ла (7); п. 7.1.3.);

Коэффициент: $a = N/(f A R_y g_c) = 9,14 \cdot 1000 / (0,282 \cdot 17,56 \cdot 2450 \cdot 1) = 0,75$

4) Проверка по условию предельной гибкости сжатых элементов:

По таблице 32 [2]: Тип элемента - 2. а) Элементы, кроме указанных в поз. 1 и 7 плоских ферм, сварных пространственных и структурных конструкций из одиночных уголков, пространственных и структурных конструкций из труб и парных уголков.

$$\lambda_{\text{max}} \leq 210 - 60 a;$$

$$148,7 < 210 - 60 \cdot 0,75 = 165 - \text{условие выполнено}$$

Стойки

- Стойки 3-4, 6-7

$N = -9,16 \text{ т (сжат)}$

Расчетная длина элемента: $l_{\text{efx}} = 244 \text{ см}, l_{\text{efy}} = 305 \text{ см}$

Подбор сечения

Принимаем: $\lambda = 90;$

$$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 90 \cdot (2450/210000)^{0,5} = 3,07;$$

$$\varphi = 0,549;$$

$$A_{mp} = 9,16 \cdot 1000 / (0,549 \cdot 2450) = 6,81 \text{ см}^2$$

$$A_L = 6,81/2 = 3,41 \text{ см}^2$$

$$\text{Принимаем сечение из 2 L 63x5: } A = 6,13 \cdot 2 = 12,26 \text{ см}^2$$

Результаты проверки принятого сечения:

1) Расчет на прочность элемента, подверженного центральному растяжению или сжатию

$$\text{Площадь нетто: } A_n = A = 12,26 \text{ см}^2;$$

Элемент - сжатый.

$$N/A_n = 9,16 \cdot 1000 / 12,26 = 747,15 \text{ кг/см}^2 < 2450 \text{ кг/см}^2 - \text{условие выполнено (ф-ла (5); п. 7.1.1).}$$

2) Расчет на устойчивость элемента, подверженного центральному сжатию

$$I_x = 23,1 \cdot 2 = 46,2 \text{ см}^4$$

$$I_y = 2 \cdot (23,1 + ((1,74 + 1/2)^2) \cdot 6,13) = 107,72 \text{ см}^4$$

$$i_x = (46,2/12,26)^{0,5} = 1,86 \text{ см}$$

$$i_y = (107,72/12,26)^{0,5} = 2,96 \text{ см}$$

Гибкость стержня относительно оси x:

$$\lambda_x = l_{\text{efx}}/i_x = 244/1,86 = 131,18$$

Гибкость стержня относительно оси y:

$$\lambda_y = l_{\text{efy}}/i_y = 305/2,96 = 103,04$$

$$\text{Гибкость: } \lambda = \max(\lambda_x ; \lambda_y) = 131,18$$

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 131,18 \cdot (2450/210000)^{0,5} = 4,82$$

Коэффициент продольного изгиба принимается по Таблица Д.1: $f = 0,306$

3) Проверка устойчивости:

$$N/(f A) = 9,16 \cdot 1000 / (0,303 \cdot 12,26) = 2441,65 \text{ кг/см}^2 < 2450 \text{ кг/см}^2 - \text{условие выполнено (формула (7); п. 7.1.3.).}$$

$$\text{Коэффициент: } a = N/(f A R_y g_c) = 9,16 \cdot 1000 / (0,306 \cdot 12,26 \cdot 2450 \cdot 1) = 0,997$$

4) Проверка по условию предельной гибкости сжатых элементов

По таблице 32 (2): Тип элемента - 2. а) Элементы, кроме указанных в поз. 1 и 7 плоских ферм, сварных пространственных и структурных конструкций из одиночных уголков, пространственных и структурных конструкций из труб и парных уголков.

$$\lambda_{\max} \leq 210-60 \text{ а;}$$

$$131,18 < 210-60 \cdot 0,997=150,18 \text{ - условие выполнено}$$

Элемент	№ стержня	Расчетное усилие, т		Сечение
		растяжение	сжатие	
Верхний пояс	B-1	32,01		└ 70x5
	C-3		-65,31	└ 125x10
	D-4			
	E-6		-101,35	└ 180x11
	F-7			
Нижний пояс	A-2	9,84		└ 50x5
	A-5	87,82		└ 100x10
	A-8	105,84		└ 125x9
Раскосы	1-2		-53,76	└ 125x9
	2-3	46,05		└ 80x7
	4-5		-33,69	└ 110x8
	5-6	21,43		└ 50x5
	7-8		-9,14	└ 75x6
Стойки	3-4		-9,16	└ 63x5
	6-7			

Унификация типоразмеров:

Таблица 9

Элемент	№ стержня	Расчетное усилие, т		Сечение
		растяжение	сжатие	
Верхний пояс	B-1	32,01		└ 75x6
	C-3		-65,31	└ 125x10
	D-4			
	E-6		-101,35	└ 180x11
	F-7			
Нижний пояс	A-2	9,84		└ 63x5
	A-5	87,82		└ 100x8
	A-8	105,84		└ 125x10
Раскосы	1-2		-53,76	
	2-3	46,05		└ 80x7
	4-5		-33,69	└ 100x8
	5-6	21,43		└ 63x5
	7-8		-9,14	└ 75x6
Стойки	3-4		-9,16	└ 63x5
	6-7			

Расчет сварных швов

Толщину фасонки принимаем равной 12 мм.

Для сварки узлов фермы применена полуавтоматическая сварка проволокой Св-08А d=1,4-2мм, $k_{f, \min}=4\text{мм}$, $k_{f, \max}=8\text{мм}$. $\beta_f = 0,9$, $\beta_z = 1,05$, $\gamma_{wf} = \gamma_{wz} = 1$

По металлу границы сплавления:

$$l_w = \frac{N}{2k_f(\gamma_{wz}R_{wz}\beta_z)} + 1\text{см}$$

По металлу шва:

$$\ell = \frac{N}{2k_f(\gamma_{wf}R_{wf}\beta_f)} + 1\text{см}$$

$R_{wf}=180 \text{ Н/мм}^2=180 \cdot 10,2=1836 \text{ кгс/см}^2$, – расчётное сопротивление металла шва сварного соединения с угловыми швами (табл.Г.2, [2]).

$R_{wz}=0,45R_{un}=0,45 \cdot 370=166,5 \text{ Н/мм}^2=1700 \text{ кгс/см}^2$ - расчётное сопротивление металла границы сплавления сварного соединения с угловыми швами, (табл.4, [2]).

β_f и β_z – коэффициенты глубины проплавления шва, принимаемые соответственно 0,9 и 1,05 (табл.39).

$R_{wf} \beta_f = 1836 \cdot 0,9 = 1652,4 \text{ кг/см}^2 < R_{wz} \beta_z = 1700 \cdot 1,05 = 1785 \text{ кг/см}^2$ - проверка прочности соединения выполняется по металлу шва.

При этом, необходимо, чтобы выполнялись следующие условия:

$$l_w \geq 40 \text{ мм}$$

$$l_w \leq 85 \beta_f k_f$$

$$l_w \geq 4 k_f$$

Таблица 10

№ стержня	Сечение	N , т	Шов по обушке			Шов по перу		
			N _{об} , т	k _f , см	l _w , см	N _п , т	k _f , см	l _w , см
B-1	2Л 75х6	32,01	0,7N=22,41	0,5	14,6	0,3N=9,6	0,5	6,8
C-3 D-4	2Л 125х10	65,31	45,72	0,8	18,3	19,59	0,8	8,4
E-6 F-7	2Л 180х11	101,35	70,95	0,8	27,9	30,41	0,8	12,5
A-2	2Л 63х5	9,84	6,89	0,5	3,6	2,95	0,4	4
A-5	2Л 100х8	87,82	61,47	0,8	24,3	26,35	0,8	11
A-8	2Л 125х10	105,84	74,09	0,8	29	31,75	0,8	13
1-2	2Л 125х10	53,76	37,63	0,8	15,3	16,13	0,8	7,1
2-3	2Л 80х7	46,05	32,24	0,8	13,2	13,82	0,8	6,2
4-5	2Л 100х8	33,69	23,58	0,8	10	10,11	0,8	4,8
5-6	2Л 63х5	21,43	15	0,5	10,1	6,43	0,5	4,9
7-8	2Л 75х6	9,14	6,4	0,5	4,9	2,74	0,4	4
3-4 6-7	2Л 63х5	9,16	6,41	0,5	4,9	2,75	0,4	4

7. РАСЧЕТ МОНТАЖНОГО СТЫКА ФЕРМЫ

Стык осуществляется высокопрочными болтами d=20мм из стали 40х по ГОСТ Р 52643, имеющей $R_{bun} = 1100 \text{ МПа} = 11200 \text{ кг/см}^2$ (табл. Г8 [1]).

$$n \geq \frac{N}{N_{bt}} = \frac{N}{R_{bh} \cdot A_{bh}}$$

n – кол-во болтов;

$R_{bh} = 755 \text{ Н/мм}^2 = 755 \cdot 10,2 = 7701 \text{ кгс/см}^2$ – расчетное сопротивление высокопрочного болта (т.Г.8, [1]);

$A_{bh} = 2,45 \text{ см}^2$ – площадь болта нетто (т.Г.9, [1]).

Стык верхнего пояса (2Л 180х11, $A = 77,6 \text{ см}^2$)

$N = -101,35 \text{ т}$ – продольная сила (сжатие)

Болты принимаются конструктивно.

Принимаем 4 болта $d_0=20$ мм, устанавливаемых в отверстия $d=22$ мм.

Принимаем расстояние между болтами (табл.40, [1]).

$$a_{\min}=1,3 \cdot d=1,3 \cdot 22=28,6 \text{ мм}$$

$$S_{\min}=2,5 \cdot d=2,5 \cdot 22=55 \text{ мм}$$

$$S_{\max}=8 \cdot d=8 \cdot 22=176 \text{ мм и } S_{\max}=12 \cdot t=12 \cdot 30=360 \text{ мм}$$

Принимаем $a=125$ мм, $S=150$ мм.

Верхний пояс соединяем двумя фланцами сечением 400×400 мм каждый, общей площадью $A=40 \cdot 40 \cdot 2=3200 \text{ см}^2$

$$A_{\phi л} \geq \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{101350}{2450 \cdot 1} = 41,4 \text{ см}^2$$

Толщину фланца определяем расчётом на изгиб:

$$\frac{M_x}{W_x} \leq R_y \cdot \gamma_c$$

$$W_x = \frac{t \cdot b^2}{6}$$

Момент при изгибе фланца определяют, как в защемленной балке пролетом b , равным расстоянию между болтами 150 мм:

$$M_{\phi л} = 101,35 \cdot 1000 \cdot 0,15/8 = 1900,31 \text{ кг} \cdot \text{м};$$

Напряжения во фланце:

$$t=40 \text{ мм},$$

$$\sigma = M_{\phi л} / W = [(H_1 \cdot b) / 8] / [(a \cdot t^2) / 6] = (3 \cdot H_1 \cdot b) / (4 \cdot a \cdot t^2) \leq R_y \cdot \gamma_c;$$

$$\sigma = 1900,31 \cdot 100 / ((40 \cdot 4^2) / 6) = 1781,54 \text{ кг/см}^2 < 2450 \text{ кг/см}^2$$

Стык нижнего пояса ($2 \angle 125 \times 10$, $A=44 \text{ см}^2$)

$N=+105,84 \text{ т}$ – продольная сила (растяжение)

$$n \geq \frac{105840}{7701 \cdot 3,53} = 3,89 = 4$$

Принимаем 4 болтов $d=24$ мм, устанавливаемых в отверстия $d=26$ мм.

Принимаем расстояние между болтами (табл.40, [1]).

$$a_{\min}=1,3 \cdot d=1,3 \cdot 26=33,8 \text{ мм}$$

$$S_{\min}=2,5 \cdot d=2,5 \cdot 26=65 \text{ мм}$$

$$S_{\max}=8 \cdot d=8 \cdot 26=208 \text{ мм и } S_{\max}=12 \cdot t=12 \cdot 30=360 \text{ мм}$$

Принимаем $a=100$ мм, $S=100$ мм.

Нижний пояс соединяем двумя фланцами сечением 300х000мм каждый, общей площадью $A=35 \cdot 20 \cdot 2=1400 \text{ см}^2$

$$A_{\text{фл}} \geq \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{105840}{2450 \cdot 1} = 43,2 \text{ см}^2$$

Момент при изгибе фланца определяют, как в защемленной балке пролетом b , равным расстоянию между болтами 70 мм:

$$M_{\text{ФЛ}} = 105,84 \cdot 1000 \cdot 0,1/8 = 1323 \text{ кг} \cdot \text{м};$$

Напряжения во фланце:

$$t=40 \text{ мм}$$

$$\sigma = M_{\text{ФЛ}} / W = [(H_1 \cdot b) / 8] / [(a \cdot t^2) / 6] = (3 \cdot H_1 \cdot b) / (4 \cdot a \cdot t^2) \leq R_y \cdot \gamma_C;$$

$$\sigma = 1323 \cdot 100 / ((30 \cdot 4^2) / 6) = 1653,75 \text{ кг/см}^2 < 2450 \text{ кг/см}^2$$

Расчет узлов сопряжения фермы с колонной

Нижний узел

Опорные реакции: вертикальная реакция $R_z = 53,76 \cdot \sin 51^\circ = 41,8 \text{ тс}$

Согласно п. 14.3.3 [2] болты, работающие одновременно на срез (сдвиг) и растяжение, следует проверять отдельно на срез (сдвиг) и растяжение.

Расчет на сдвиг проверяем по п.14.3 [2]

Расчетное усилие Q_{bh} , которое может быть воспринято каждой поверхностью трения соединяемых элементов, стянутых одним болтом, определяют по формуле (191):

$$Q_{bh} = \frac{R_{bh} \cdot \gamma_b \cdot A_{bn} \cdot \mu}{\gamma_h}$$

где: $R_{bh} = 0,7 \cdot R_{bun}$ формула (3) [2] R_{bun} - табл.Г.8.

$$R_{bh} = 0,7 \cdot 11000 = 7700 \text{ кгс/см}^2$$

$$R_{bun} = 11000 \text{ кгс/см}^2 \text{ для болтов марки 40X (табл.Г.8)}$$

γ_b - коэф. условий работы (при количестве болтов от 5 до 10) равен 0,9

$$A_{bn} = 3,53 \text{ см}^2 - \text{ для болтов } \varnothing 24 \text{ (табл.Г.9)}$$

$\mu = 0,58$ –коэффициент трения (табл.42, [1]). Способ обработки поверхности: дробеструйный

$$\gamma_h = 1,12 \text{ коэф. надежности (табл.42, [1])}$$

$$Q_{bh} = \frac{R_{bh} \cdot \gamma_b \cdot A_{bn} \cdot \mu}{\gamma_h} = 7700 \cdot 0,9 \cdot 3,53 \cdot 0,58 / 1,12 = 12668 \text{ кгс}$$

Расчет производим на сдвиг в верхнем узле по формуле (192) [2].

Количество болтов $n \geq \frac{N}{Q_{bh} k \gamma_c} = 41,8 \cdot 1000 / 12668 = 3,29$ принимаем 4 шт Болт 40X Ø

24 мм.

Принимаем расстояние между болтами (табл.40, [1]).

$$a_{\min} = 1,3 \cdot d = 1,3 \cdot 26 = 33,8 \text{ мм}$$

$$S_{\min} = 2,5 \cdot d = 2,5 \cdot 26 = 65 \text{ мм}$$

$$S_{\max} = 8 \cdot d = 8 \cdot 26 = 208 \text{ мм} \text{ и } S_{\max} = 12 \cdot t = 12 \cdot 30 = 360 \text{ мм}$$

Принимаем $a = 40 \text{ мм}$, $S = 120 \text{ мм}$.

В узле примыкания пояса сила H_1 стремится оторвать фланец (200x200) от колонны и вызывает его изгиб. Момент при изгибе фланца определяют как в защемленной балке пролетом b , равным расстоянию между болтами:

$$M_{\text{фл}} = (H_1 \cdot b) / 8$$

$$M_{\text{фл}} = (48,1 \cdot 1000 \cdot 0,12) / 8 = 721,5 \text{ кг} \cdot \text{м}$$

Напряжения во фланце:

$$\sigma = M_{\text{фл}} / W = [(H_1 \cdot b) / 8] / [(a \cdot t^2) / 6] \leq R_y \cdot \gamma_c$$

$$\sigma = (721,5 \cdot 100) / ((20 \cdot 3^2) / 6) = 2380 \text{ кг/см}^2 < 2450 \text{ кг/см}^2$$

где $R_y = 2450 \text{ кг/см}^2$

$a = 20 \text{ см}$ - высота пластины

$t = 3 \text{ см}$ - толщина пластины

Расчет высоты фасонки

$$\text{Длина сварного шва } l_w = N / 2 \cdot [\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c] + 1$$

$$L = 41,8 \cdot 1000 / (2 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot 1836) + 1 = 16,81 \text{ см} < 50 \text{ см}$$

Принимаем 17 см.

Верхний узел

$N = +32,01 \text{ т}$ (растяжение)

Определяем необходимое количество болтов:

$$n = H_1 / (\gamma \cdot N_6)$$

N_6 – несущая способность одного болта на растяжение:

$$N_{\text{бРАСТ}} = R_{bt} \cdot A_{bn}$$

$R_{bh} = 0,7 \cdot 11000 = 7700 \text{ кг/см}^2$ – расчетное сопротивление высокопрочных болтов раст.

$A_{bn} = 2,45 \text{ см}^2$ – площадь сечения болта нетто

$$N_{\text{бРАСТ}} = 7700 \cdot 2,45 = 18865 \text{ кг}$$

$$n = 32,01 \cdot 1000 / 18865 = 1,69$$

Принимаем 4 высокопрочных болта d20 из стали 40X “Селект”.

Принимаем расстояние между болтами (табл.40, [1]).

$$a_{\min} = 1,3 \cdot d = 1,3 \cdot 22 = 28,6 \text{ мм}$$

$$S_{\min} = 2,5 \cdot d = 2,5 \cdot 22 = 55 \text{ мм}$$

$$S_{\max} = 8 \cdot d = 8 \cdot 22 = 176 \text{ мм} \text{ и } S_{\max} = 12 \cdot t = 12 \cdot 30 = 360 \text{ мм}$$

Принимаем $a = 40 \text{ мм}$, $S = 20 \text{ мм}$.

В узле примыкания пояса сила H1 стремится оторвать фланец (200x200) от колонны и вызывает его изгиб. Момент при изгибе фланца определяют как в защемленной балке пролетом b, равным расстоянию между болтами:

$$M_{\text{фл}} = (H1 \cdot b) / 8$$

$$M_{\text{фл}} = (32,01 \cdot 1000 \cdot 0,12) / 8 = 480,15 \text{ кг} \cdot \text{м}$$

Напряжения во фланце:

$$\sigma = M_{\text{фл}} / W = [(H1 \cdot b) / 8] / [(a \cdot t^2) / 6] \leq R_y \cdot \gamma_c$$

$$\sigma = (480,15 \cdot 100) / ((20 \cdot 3^2) / 6) = 1600,5 \text{ кг/см}^2 < 2450 \text{ кг/см}^2$$

где $R_y = 2450 \text{ кг/см}^2$

$a = 20 \text{ см}$ - высота пластины

$t = 3 \text{ см}$ – толщина пластины

8. РАСЧЕТ СТУПЕНЧАТОЙ КОЛОННЫ

Исходные данные

Требуется подобрать сечения сплошной верхней и сквозной нижней частей колонны однопролётного производственного здания (ригель имеет жёсткое сопряжение с колонной).

Для верхней части колонны

в сечении 1—1 $N = -43,77 \text{ т}$; $M = -97,6 \text{ т} \cdot \text{м}$

в сечении 2—2 $N = -47,98$ т; $M = +5,96$ т·м (при том же сочетании нагрузок 1,2,3*,4*,5*)

Для нижней части колонны

$N_1 = -271,42$ т; $M_1 = -142,15$ т·м (изгибающий момент догружает подкрановую ветвь)

$N_2 = -276,24$ т; $M_2 = +129,38$ т·м (изгибающий момент догружает наружную ветвь)

$Q_{\max} = -24,08$ т

Соотношение жесткостей верхней и нижней частей колонны $I_B/I_H = 1/5$; материал колонны—сталь марки С245, $R_y = 2450$ кг/см² бетон фундамента марки В15.

Определение расчётных длин колонны

Расчетные длины для верхней и нижней частей колонны в плоскости рамы определим по формулам $l_{x1} = \mu_1 l_1$ и $l_{x2} = \mu_2 l_2$.

Коэффициенты расчетной длины μ_1 для нижнего участка одноступенчатой колонны следует принимать в зависимости от отношения $n = \frac{J_2 l_1}{J_1 l_2}$ и величины

$$\alpha_1 = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{I_1}{I_2 \beta}}$$

В однопролетной раме с жестким сопряжением ригеля с колонной верхний конец колонны закреплен только от поворота по табл. 68:

$$\mu_2 = \frac{\mu_1}{\alpha_1};$$

$$\beta = \frac{N_H}{N_B}$$

N_H —сила приложенная к колонне в уступе $N_H = 276,42$ т

N_B — сила приложенная к колонне в верхнем узле $N_B = 43,77$ т

l_1 — высота нижней части колонны

l_2 — высота верхней части колонны

I_1 — момент инерции сечения нижней части колонны (I_H)

I_2 — момент инерции сечения верхней части колонны (I_B)

$$\frac{I_1}{I_2} = \frac{I_H}{I_B} = 5 \text{ тогда } \alpha_1 = \frac{H_B}{H_H} \sqrt{\frac{5}{\beta}}$$

$$\alpha_1 = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{I_1}{I_2 \beta}} = (6,17/11,43) \cdot (5/6,3)^{0,5} = 0,48$$

$$\beta = 276,24/43,77 = 6,3$$

$$\frac{I_2}{I_1} = 0,2$$

$$n = \frac{J_2 l_1}{J_1 l_2} = 0,2 \cdot (11,43/6,17) = 0,37$$

по таблице И.4 (1) для одноступенчатых колонн с верхним концом, закрепленным только от поворота находим коэффициент:

$$\mu_1 = 1,81$$

$$\mu_2 = 1,81/0,48 = 3,77$$

$$l_{x1} = \mu_1 \cdot l_1 = 1,81 \cdot 11,43 = 20,69 \text{ м}$$

$$l_{x2} = \mu_2 \cdot l_2 = 3,77 \cdot 6,17 = 23,26 \text{ м}$$

Расчетные длины из плоскости рамы для нижней и верхней частей равны соответственно

$$l_{y1} = H_H = 11,43 \text{ м}$$

$$l_{y2} = H_0 - h_A = 6,17 - 1,6 = 4,57 \text{ м}$$

Подбор сечения верхней части колонны

Сечение верхней части колонны принимаем в виде сварного двутавра высотой:

$$h_B = 100 \text{ см}$$

По формуле (14.14) (Веденников) определим требуемую площадь сечения, предварительно определив приближенные значения характеристик.

Для симметричного двутавра:

$$i_x \approx 0,42h = 0,42 \cdot 100 = 42 \text{ см}$$

$$\rho_x \approx 0,35h = 0,35 \cdot 100 = 35 \text{ см}$$

$$\overline{\lambda}_x = \left(l_{x2} / i_x \right) \sqrt{R_y / E} = (23,26 \cdot 100 / 42) \cdot (2450 / 2100000)^{0,5} = 1,89$$

Для листов из стали С245 толщиной до 20мм: $R_y = 2450 \text{ кг/см}^2$.

$$m_x = M / (N \cdot \rho_x) = 97,6 \cdot 100 / (43,77 \cdot 35) = 6,37$$

Значение коэффициента η по СП 16.13330.2011* Таблица Д.2:

$$\frac{A_n}{A_{cm}} = 1 \Rightarrow \eta = 1,4 - 0,02\overline{\lambda_x} = 1,4 - 0,02 \cdot 1,89 = 1,36$$

$$m_{1x} = \eta \cdot m_x = 1,36 \cdot 6,37 = 8,68$$

По СП 16.13330.2011* Таблица Д.3: при $\lambda_x = 1,89$ и $m_{1x} = 8,68$: $\varphi = 0,145$

$$A_{TP} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma} = 43,77 \cdot 1000 / (0,145 \cdot 2450 \cdot 0,95) = 129,69 \text{ см}^2$$

Компоновка сечения

Высота стенки $h_{ст} = h_B - 2t_n = 100 - 2 \cdot 1,4 = 97,2$ см (принимая предварительно толщину полок $t_n = 1,4$ см).

По таблице 14.2 (Беленя) при $m > 1$ и $\overline{\lambda} > 0,8$ из условия местной устойчивости:

$$\frac{h_{cm}}{t_{cm}} \leq (0,9 + 0,5\overline{\lambda_x}) \sqrt{\frac{E}{R_y}} = (0,9 + 0,5 \cdot 1,89) \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^4}{24,5}} = 54,02$$

$$t_{cm} \geq \frac{97,2}{54,02} = 1,8 \text{ см}$$

Поскольку сечение с такой толстой стенкой неэкономично, принимаем $t_{ст} = 1$ см и включаем в расчётную площадь сечения колонны два участка стенки шириной по:

$$0,85 \cdot t_{cm} \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,85 \cdot 1 \cdot (2100000/2450)^{0,5} = 24,89 \text{ см}$$

Требуемая площадь полки

$$A_{П,TP} = \frac{A_{TP} - 2 \cdot 0,85 t_{cm}^2 \sqrt{E/R_y}}{2} = (129,69 - 2 \cdot 0,85 \cdot (1^2) \cdot (2100000/2450)^{0,5}) / 2 = 41,74 \text{ см}^2$$

Из условия устойчивости верхней части колонны из плоскости действия момента ширина полки $b_n \geq l_{y2}/20 = 4,57 \cdot 100/20 = 22,85$ см.

Из условия местной устойчивости полки по формуле (14.17) (Беленя):

$$b_{cs} / t_n \leq [0,36 + 0,1\overline{\lambda_x}] \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

$$b_{cs} / t_n \leq (0,36 + 0,1 \cdot 1,89) \cdot (2100000/2450)^{0,5} = 16,07$$

$$\text{где } b_{cs} = \frac{b_n - t_{cm}}{2}$$

Принимаем $b_n = 32$ см, $t_n = 1,4$ см.

$$A_n = 32 \cdot 1,4 = 44,8 > 41,74 \text{ см}^2$$

$$\frac{b_{ce}}{t_n} = \frac{b_n - t_{cm}}{2 \cdot t_n} = (32 - 1) / (2 \cdot 1,4) = 11,07 < 16,07$$

$$b_n > \frac{l_{y2}}{20} = \frac{457}{20} = 22,85 \text{ см}$$

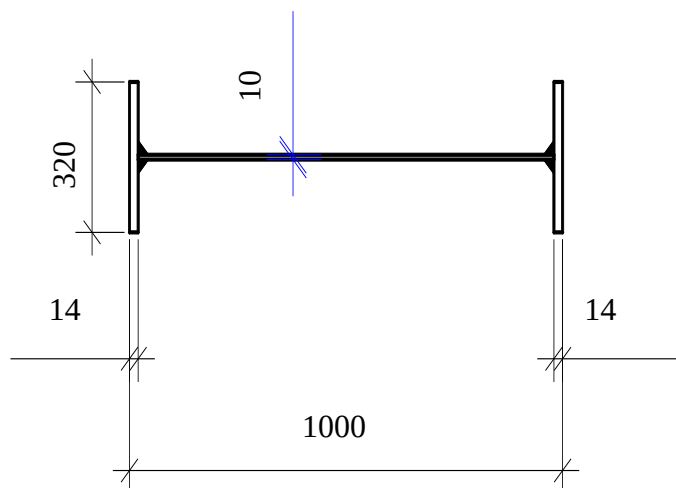


Рис. 24 – Сечение двутавра

Геометрические характеристики сечения

Полная площадь сечения $A_0 = 2 \cdot 32 \cdot 1,4 + 1 \cdot 97,2 = 186,8 \text{ см}^2$

Расчётная часть сечения с учётом только устойчивой части стенки:

$$A = 2 \cdot 32 \cdot 1,4 + 2 \cdot (1,0^2) \cdot 0,85 \cdot (2100000/2450)^{0,5} = 140,42 \text{ см}^2$$

$$I_x = 1,0 \cdot 97,2^3 / 12 + 2 \cdot 32 \cdot 1,4 \cdot ((100 - 1,4) / 2)^2 = 294299,42 \text{ см}^4$$

$$I_y = 2 \cdot 1,4 \cdot 32^3 / 12 = 7645,87 \text{ см}^4$$

$$W_x = 294299,42 / ((97,2 + 1,4 \cdot 2) / 2) = 5885,99 \text{ см}^3$$

$$\rho_x = \frac{W_x}{A_0} = 5885,99 / 186,8 = 31,51 \text{ см}$$

$$i_x = (294299,42 / 186,88)^{0,5} = 39,68 \text{ см}$$

$$i_y = (7645,87 / 186,8)^{0,5} = 6,4 \text{ см}$$

Проверка устойчивости верхней части колонны в плоскости действия момента

по формуле 14.9 (1):

$$\frac{N}{\varphi_x \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma,$$

где φ_x – коэффициент снижения расчётного сопротивления при внецентренном сжатии, зависит от условной гибкости стержня и приведенного эксцентриситета.

$$\text{Гибкость стержня } \lambda_x = \frac{l_{x2}}{i_x} = 23,26 \cdot 100 / 39,68 = 58,62$$

$$\overline{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 58,62 \cdot (2450 / 2100000)^{0,5} = 1,96$$

$$m_x = \frac{M_x}{(N \rho_x)} = 97,6 \cdot 100 / (43,77 \cdot 31,51) = 7,08$$

$$\frac{A_n}{A_{cm}} = 1,4 \cdot 32 / (1 \cdot 97,2) = 0,46 \approx 0,5$$

Значение коэффициента η определяем по прил.10 (1):

$$\eta = 1,25$$

$$m_{1x} = m_x \cdot \eta = 7,08 \cdot 1,25 = 8,85$$

$$\varphi_x = 0,141$$

$$\sigma = 43,77 \cdot 1000 / (0,141 \cdot 140,42) = 2210,69 \text{ кг/см}^2 < R_y = 2450 \cdot 1,05 = 2572,5 \text{ кг/см}^2$$

Условие выполняется.

Проверка устойчивости верхней части колонны из плоскости действия момента по формуле 14.10(1):

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

$$\lambda_y = \frac{l_{y2}}{i_y} = 4,57 \cdot 100 / 6,4 = 71,41$$

$$\overline{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 71,41 \cdot (2450 / 2100000)^{0,5} = 2,39$$

$$\varphi_y = 0,762$$

Для определения m_x найдем максимальный момент в средней трети расчетной длины

$$M_x^{1/3} = M_2 + \frac{M_1 - M_2}{l_2} (l_2 - 1/3 l_{y2}) = +5,96 + ((-97,6 - +5,96) / 6,17) \cdot (6,17 - 4,57 \cdot 1/3) = -$$

$$72,04 \text{ т*м}$$

По модулю: $M_x \geq M_{\max} / 2 = 97,6/2 = 48,8 \text{ т} \cdot \text{м}$.

$$m_x = \frac{M_x^{1/3} \cdot A_0}{N \cdot W_x} = 72,04 \cdot 100 \cdot 186,8 / (43,77 \cdot 5885,99) = 5,22$$

при $m_x \leq 5$ коэффициент $C = \beta / (1 + \alpha m_x)$, где

C – коэффициент учитывающий влияние момента M_x при изгибо-крутильной форме потери устойчивости;

Значения α и β определим по прил. 11:

$$\lambda_y = 71,41 \leq \lambda_c = 3,14 \sqrt{\frac{E}{R}} = 3,14 \cdot (2100000/2450)^{0,5} = 93,87$$

$$\beta = 1$$

При двутавровом сечении балки и $1 < m_x < 5$

$$\alpha = 0,65 + 0,05 m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 5,22 = 0,91$$

$$C = 1 / (1 + 0,91 \cdot 5,22) = 0,17$$

$$\text{Поскольку } \frac{h_{cm}}{t_{cm}} = 97,2/1 = 97,2 \leq 3,8 \sqrt{E/R_y} = 3,8 \cdot (2100000/2450)^{0,5} = 111,25,$$

в расчётное сечение включаем всю площадь стенки:

$$\sigma = \frac{N}{C \cdot \varphi_y \cdot A_0} = 43,77 \cdot 1000 / (0,17 \cdot 0,762 \cdot 186,8) = 1808,82 \text{ кг/см}^2 < R_y = 2450 \cdot 1,05 = 2572,5 \text{ кг/см}^2$$

Подбор сечения нижней части колонны

Сечение нижней части колонны сквозное, состоящее из двух ветвей, соединенных решеткой. Высота сечения $h_n = 1500 \text{ мм}$. Подкрановую ветвь колонны принимаем из широкополочного двутавра, наружную - составного сварного сечения из трех листов.

Для нижней части колонны

$N_1 = -271,42 \text{ т}$; $M_1 = -142,15 \text{ т} \cdot \text{м}$ (изгибающий момент догружает подкрановую ветвь)

$N_2 = -276,24 \text{ т}$; $M_2 = +129,38 \text{ т} \cdot \text{м}$ (изгибающий момент догружает наружную ветвь)

Определим по формуле (14.32, Беленя) ориентировочное положение центра тяжести. Принимаем $z_0 = 5 \text{ см}$; $h_0 = h_n - z_0 = 150 - 5 = 145 \text{ см}$

$$y_1 = \frac{|M_2|}{|M_1| + |M_2|} h_0 = \frac{|129,38|}{|142,15| + |129,38|} \cdot 145 = 69$$

$$y_2 = h_0 - y_1 = 145 - 69 = 76$$

Усилия в ветвях определим по формулам (14.19) и (14.20).

$$\text{В подкрановой ветви } N_{B1} = \frac{N_1 \cdot y_2}{h_0} + \frac{M_1}{h_0} = \frac{271,42 \cdot 76}{145} + \frac{142,15 \cdot 100}{145} = 240,3 \text{ т}$$

$$\text{В наружной ветви } N_{B2} = \frac{N_2 \cdot y_1}{h_0} + \frac{M_2}{h_0} = \frac{276,24 \cdot 69}{145} + \frac{129,38 \cdot 100}{145} = 220,68 \text{ т}$$

По формулам (14.26) определяем требуемую площадь ветвей и назначаем сечение.

Для подкрановой ветви $A_{B1} = \frac{N_{B1}}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma}$; задаёмся $\varphi = 0,8$, тогда

$$A_{B1} = \frac{N_{B1}}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma} = \frac{240,3 \cdot 1000}{0,8 \cdot 2350} = 127,82 \text{ см}^2$$

По сортаменту (прил. 14) подбираем двутавр 60Б1:

$$A_{B1} = 131 \text{ см}^2, i_x = 4,88 \text{ см}, i_y = 24,3 \text{ см}.$$

Для наружной ветви

$$A_{B2} = \frac{N_{B2}}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma} = \frac{220,68 \cdot 1000}{0,8 \cdot 2350} = 117,38 \text{ см}^2$$

Для удобства прикрепления элементов решетки просвет между внутренними гранями полок принимаем таким же, как в подкрановой ветви (563 мм). Толщину стенки швеллера $t_{ст}$ для удобства ее соединения встык с полкой надкрановой части колонны принимаем равной 1,4 см; высота стенки из условия размещения сварных швов $h_{ст} = 563 + 14 \cdot 2 = 591 = 610 \text{ мм}$.

Требуемая площадь полок

$$A_n = \frac{(A_{B2} - t_{cm} \cdot h_{cm})}{2} = \frac{(117,38 - 1,4 \cdot 61)}{2} = 15,99 \text{ см}^2$$

Из условия местной устойчивости полки швеллера $\frac{b_n}{t_n} \leq (0,38 + 0,08\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R}} \approx 15$

Принимаем $b_n = 14 \text{ см}$; $t_n = 1,4 \text{ см}$; $A_n = 19,6 \text{ см}^2$.

Геометрические характеристики ветви:

$$A_{B2} = 1,4 \cdot 61 + 2 \cdot 1,4 \cdot 14 = 124,6 \text{ см}^2$$

$$z_0 = (1,4 \cdot 61 \cdot 0,7 + 2 \cdot 19,6 \cdot (1,4 + 14/2)) / 124,6 = 7,17 \text{ см}$$

$$I_{x2} = (61 \cdot 1,4^3)/12 + 1,4 \cdot 61 \cdot (7,17 - 0,7)^2 + 2 \cdot (1,4 \cdot 14^3/12 + 19,6 \cdot 1,23^2) = 5018,54 \text{ см}^4$$

$$I_y = (1,4 \cdot 61^3)/12 + (14 \cdot 1,4^3)/12 + 2 \cdot 19,6 \cdot 27,45^2 = 56021,62 \text{ см}^4$$

$$i_{x2} = (5018,54/124,6)^{0,5} = 6,35 \text{ см}$$

$$i_{y2} = (56021,62/124,6)^{0,5} = 21,2 \text{ см}$$

Уточняем положение центра тяжести сечения колонны:

$$h_0 = h_H - z_0 = 150 - 7,17 = 142,83 \text{ см}$$

$$y_1 = \frac{A_{B2} \cdot h_0}{(A_{B1} + A_{B2})} = 124,6 \cdot 142,83 / (131 + 124,6) = 69,63 \text{ см}$$

$$y_2 = h_0 - y_1 = 142,83 - 69,63 = 73,2 \text{ см}$$

Пересчитаем усилия в ветвях.

$$N_{B1} = \frac{N_1 \cdot y_2}{h_0} + \frac{M_1}{h_0} = \frac{271,42 \cdot 69,63}{142,83} + \frac{142,15 \cdot 100}{142,83} = 231,84 \text{ т}$$

$$N_{B2} = \frac{N_2 \cdot y_1}{h_0} + \frac{M_2}{h_0} = \frac{276,24 \cdot 73,2}{142,83} + \frac{129,38 \cdot 100}{142,83} = 232,16 \text{ т}$$

$$A_{B1} = \frac{N_{B1}}{\varphi \cdot R_Y \cdot \gamma} = \frac{231,84 \cdot 1000}{0,8 \cdot 2350} = 123,32 \text{ см}^2 \text{ (принято } 131 \text{ см}^2)$$

$$A_{B2} = \frac{N_{B2}}{\varphi \cdot R_Y \cdot \gamma} = \frac{232,16 \cdot 1000}{0,8 \cdot 2350} = 123,49 \text{ см}^2 \text{ (принято } 124,6 \text{ см}^2)$$

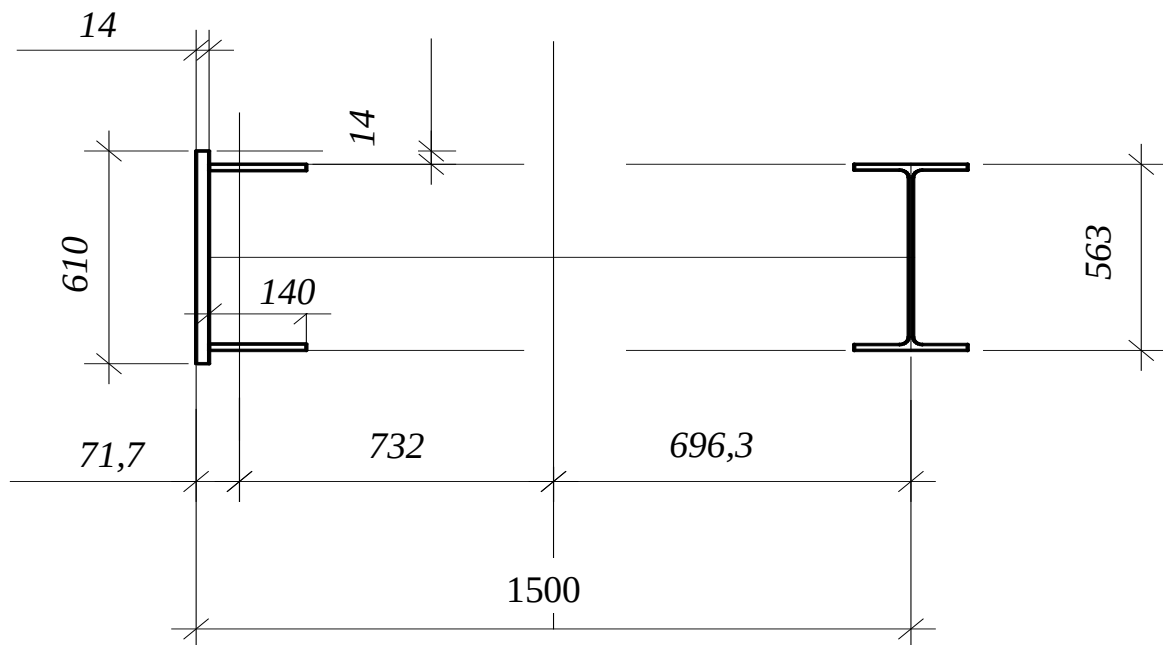


Рис. 25 – Нижняя часть колонны

Проверка устойчивости ветвей из плоскости рамы $l_y=1143$ см

Подкрановая ветвь:

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = 1143/24,3=47,04$$

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 47,04 \cdot (2450/2100000)^{0,5}=1,57$$

$$\varphi_y = 0,885$$

$$\frac{N_{B1}}{\varphi_y \cdot A_{B1}} = 231,84 \cdot 1000 / (0,885 \cdot 131) = 1999,74 \text{ кг/см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 2450 \cdot 1,05 = 2572,5$$

$$\text{кг/см}^2$$

Наружная ветвь

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = 1143/21,2=53,92$$

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 53,92 \cdot (2450/2100000)^{0,5}=1,8$$

$$\varphi_y = 0,855$$

$$\frac{N_{B2}}{(\varphi_Y \cdot A_{B2})} = 232,16 \cdot 1000 / (0,855 \cdot 124,6) = 2179,23 \text{ кг/см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 2450 \cdot 1,05 = 2572,5$$

$$\text{кг/см}^2$$

Из условия равноустойчивости подкрановой ветви в плоскости и из плоскости рамы определяем требуемое расстояние между узлами решетки:

$$\lambda_{X1} = \frac{l_{B1}}{i_{X1}} = \lambda_Y = 47,04$$

$$l_{B1} = 47,04 \cdot 4,88 = 229,56 \text{ см}$$

Принято $l_{b1} = 210$ см, разделив нижнюю часть на целое число панелей. Траверсу принимаем 930 мм.

Проверяем устойчивость ветвей в плоскости рамы (относительно осей X_1 - X_1 , X_2 – X_2).

Для подкрановой ветви: $\lambda_{X1} = 210/4,88 = 43,03$

$$\overline{\lambda}_{X1} = \lambda_{X1} \sqrt{\frac{R_Y}{E}} = 43,03 \cdot (2450/2100000)^{0,5} = 1,47, \varphi_X = 0,897$$

$$\frac{N_{B1}}{\varphi_Y \cdot A_{B1}} = 231,84 \cdot 1000 / (0,897 \cdot 131) = 1972,99 \text{ кг/см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 2450 \cdot 1,05 = 2572,5$$

$$\text{кг/см}^2$$

Для наружной ветви: $\lambda_{X2} = 210/6,35 = 33,07$

$$\overline{\lambda}_2 = \lambda_{X2} \sqrt{\frac{R_Y}{E}} = 33,07 \cdot (2450/2100000)^{0,5} = 1,13, \varphi_X = 0,934$$

$$\frac{N_{B2}}{(\varphi_Y \cdot A_{B2})} = 232,16 \cdot 1000 / (0,934 \cdot 124,6) = 1994,91 \text{ кг/см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 2450 \cdot 1,05 = 2572,5$$

$$\text{кг/см}^2$$

Устойчивость ветвей колонны обеспечена.

Расчёт решётки подкрановой части колонны

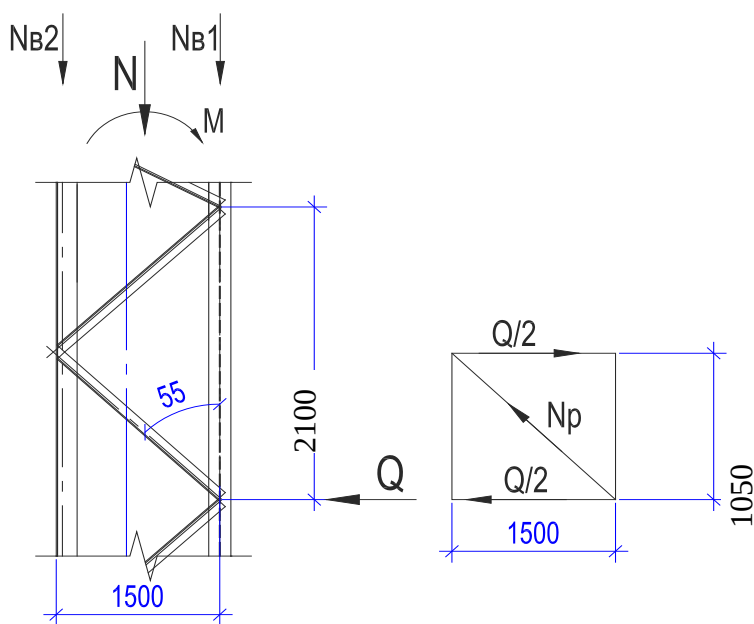


Рис. 26 – Расчетная схема решетки колонны

Поперечная сила в сечении колонны $Q_{\max} = 24,08$ т

Условная поперечная сила вычисляем по формуле 18 [2]:

$$Q_{ycl} = 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - E/R_y) N / \varphi,$$

$$Q_{FIC} = (7,15 \cdot 10^{-6}) \cdot (2330 - (2,1 \cdot 10^6) / 2450) \cdot (276,24 \cdot 1000 / 0,9) = 3,15 \text{ т} < 24,08 \text{ т}$$

$$Q_{ycl} = 0,2 \cdot A = 0,2 \cdot (91,8 + 110,6) = 40,48 \text{ кН} = 4,13 \text{ т} < 24,08 \text{ т}$$

Расчёт решетки проводим на $Q_{\max}$.

Усилие сжатия в раскосе

$$N_p = Q_{\max} / 2 \sin \alpha = 24,08 / (2 \cdot 0,82) = 14,68 \text{ т}$$

$$\sin \alpha = h_H / l_p = 150 / 183 = 0,82$$

$$l_p = (150^2 + (210/2)^2)^{1/2} = 183 \text{ см}$$

Задаемся $\lambda_p = 100$, $\varphi = 0,572$

$$A_{p,TP} = \frac{N_p}{(\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c)} = 14,68 \cdot 1000 / (0,572 \cdot 2450 \cdot 0,75) = 13,97 \text{ см}^2$$

$\gamma_c = 0,75$ (сжатый уголок, прикрепляемый одной полкой).

Принимаем $\angle 100 \times 8$, $A_p = 15,6 \text{ см}^2$, $i_{\min} = 1,98 \text{ см}$

$$l_p = \frac{h_n}{\sin \alpha} = 150/0,83 = 183 \text{ см}$$

$$\lambda_{max} = \frac{l_p}{i_{min}} = 183/1,98 = 92,42$$

$$\bar{\lambda} = \lambda_{max} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 92,42 \cdot (2450/2100000)^{0,5} = 3,16$$

$$\varphi_y = 0,610$$

Напряжения в раскосе:

$$\sigma = \frac{N_p}{(\varphi_y \cdot A_p)} = 14,68 \cdot 1000 / (0,610 \cdot 15,6) = 1542,66 \text{ кг/см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 2450 \cdot 1,05 = 2572,5 \text{ кг/см}^2$$

Проверка устойчивости колонны в плоскости действия момента как единого стержня по формуле (14.9).

Геометрические характеристики всего сечения:

$$A = A_{B1} + A_{B2} = 131 + 124,6 = 255,6 \text{ см}^2$$

$$I_x = A_{B1} y_1^2 + A_{B2} y_2^2 = 131 \cdot 69,63^2 + 124,6 \cdot 73,2^2 = 1302769 \text{ см}^4$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = (1302769/255,6)^{0,5} = 71,39 \text{ см}$$

$$\lambda_x = \frac{l_{x1}}{i_x} = 20,69 \cdot 100 / 71,39 = 28,98$$

Приведённая гибкость

$$\lambda_{пр} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha_1 \frac{A}{A_{p1}}}, \text{ где}$$

$$\alpha_1 = \frac{d^3}{10 \cdot b^2 \cdot l_b} - \text{коэффициент, зависящий от угла наклона раскосов, при}$$

$\alpha = 45...60^\circ$, можно принять $\alpha_1 = 27$

$A_{p1} = 2 \cdot A_p = 2 \cdot 15,6 = 31,2 \text{ см}^2$ – площадь сечения раскосов по двум граням колонны

$$\lambda_{пр} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha_1 \frac{A}{A_{p1}}} = (28,98^2 + 27 \cdot 255,6/31,2)^{0,5} = 32,57$$

$$\overline{\lambda_{PP}} = \lambda_{PP} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 32,57 \cdot (2450/2100000)^{0,5} = 1,1$$

Для комбинации усилий догружающих наружную ветвь (сечение 4-4),

$$N_2 = 276,24 \text{ т}, M_2 = 129,38 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$m_x = \frac{M \cdot A}{N \cdot I_x} (Y_2 + z_0) = 129,38 \cdot 100 \cdot 255,6 \cdot (73,2 + 7,17) / (276,24 \cdot 1302769) = 0,74$$

по найденным по $\overline{\lambda_{EF}}$ и m_x по таблице Д.4 [2] находим $\varphi_E = 0,55$

$$\sigma = \frac{N_2}{\varphi_E \cdot A} = 276,24 \cdot 1000 / (0,55 \cdot 255,6) = 1965 \text{ кг/см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 2450 \cdot 1,05 = 2572,5$$

$$\text{кг/см}^2$$

Для комбинации усилий догружающих подкрановую ветвь (сечение 3 – 3)

$$N_1 = 271,42 \text{ т}, M_1 = 142,15 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$m_x = \frac{M \cdot A}{N \cdot I_x} \cdot Y_1 = 142,15 \cdot 100 \cdot 255,6 \cdot 69,63 / (271,42 \cdot 1302769) = 0,72$$

Находим $\varphi_E = 0,557$

$$\sigma = \frac{N_1}{\varphi_E \cdot A} = 271,42 \cdot 1000 / (0,557 \cdot 255,6) = 1906,45 \text{ кг/см}^2 > R_y \cdot \gamma_c =$$

$$2450 \cdot 1,05 = 2572,5 \text{ кг/см}^2$$

Устойчивость сквозной колонны как единого стержня из плоскости действия момента проверять не нужно, так как она обеспечена проверкой устойчивости отдельных ветвей.

Расчёт и конструирование узла сопряжения верхней и нижней частей колонны

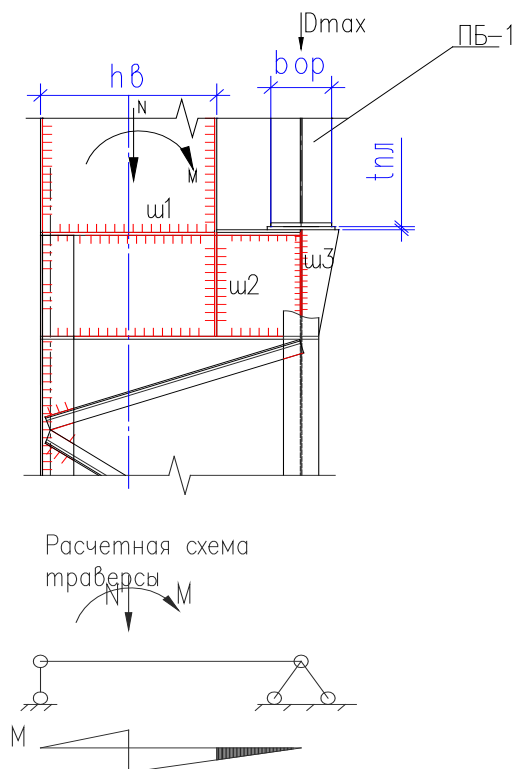


Рис. 27 – Узел сопряжения верхней и нижней части колонны

Расчётные комбинации усилий в сечении над уступом:

1) $M=+62,78 \text{ т} \cdot \text{м}$; $N=30,02 \text{ т}$ (загружение 1, 3, 4)

2) $M=-17,93 \text{ т} \cdot \text{м}$; $N=49,97 \text{ т}$ (загружение 1, 2)

Давление кранов $D_{\max}=241,4 \text{ т}$

Прочность стыкового шва (Ш1) проверяем в крайних точках сечения надкрановой части.

Площадь шва равна площади сечения колонны.

Первая комбинация M и N (сжата наружная полка):

Наружная полка:

$$\sigma = \frac{N}{A_0} + \frac{M}{W} = 30,02 \cdot 1000 / 186,8 + 62,78 \cdot 100000 / 5885,99 = 1227,31 \text{ кг/см}^2 <$$

$$R_{wy} \cdot 1,05 = R_y \cdot 1,05 = 2450 \cdot 1,05 = 2572,5 \text{ кг/см}^2$$

Внутренняя полка:

$$\sigma = \frac{N}{A_0} - \frac{M}{W} = 30,02 \cdot 1000 / 186,8 - 62,78 \cdot 100000 / 5885,99 = -905,89 \text{ кг/см}^2 <$$

$$R_{wy}^p \cdot 1,05 = 0,85 \cdot R_{wy} \cdot 1,05 = 0,85 \cdot 2572,5 = 2186,63 \text{ кг/см}^2$$

Вторая комбинация М и N (сжата внутренняя полка):

Наружная полка:

$$\sigma = 49,97 \cdot 1000 / 186,8 - 17,93 \cdot 100000 / 5885,99 = -37,12 \text{ кг/см}^2 < R_{wy}^p \cdot 1,05 = 2186,63 \text{ кг/см}^2$$

Внутренняя полка:

$$\sigma = 49,97 \cdot 1000 / 186,8 + 17,93 \cdot 100000 / 5885,99 = 572,13 \text{ кг/см}^2 < R_{wy} \cdot 1,05 = 2572,5 \text{ кг/см}^2$$

Прочность шва обеспечена с большим запасом.

Толщину стенки траверсы определяем из условия ее смятия по формуле (14.28):

$$t_{mp} \geq \frac{D_{max}}{l_{cm} \cdot R_p \cdot \gamma}$$

$$l_{cm} = b_{op} + 2t_{nl} = 30 + 2 \cdot 2 = 34 \text{ см}$$

$$b_{o.p.} = 30 \text{ см}$$

$$t_{пл} = 2 \text{ см}$$

$$R_p = \frac{R_{UN}}{\gamma_N} = 3700 / 1,025 = 3609,76 \text{ кг/см}^2 - \text{расчетное сопротивление стали смятию}$$

торцевой поверхности (при наличии пригонки)

$$\gamma_N = 1,025 - \text{коэффициент надежности по табл.2* [2]}$$

$$t_{mp} \geq \frac{241,4 \cdot 1000}{34 \cdot 3609,76} = 1,97 \text{ см}$$

Учитывая возможный перекося ребра балки, принимаем $t_{тр} = 2,2 \text{ см}$

Усилия во внутренней полке верхней части колонны (2-я комбинация)

$$N_n = \frac{N}{2} + \frac{M}{h_B} = 49,97 \cdot 1000 / 2 + 17,93 \cdot 100000 / 100 = 42915 \text{ кг}$$

Длина шва крепления вертикального ребра траверсы к стенке траверсы (Ш2)

$$l_{ш2} = \frac{N_n}{(4 \cdot K_u (\beta \cdot R_y \cdot \gamma_y)_{\min}) \cdot \gamma}$$

Принимаем полуавтоматическую сварку проволокой марки СВ-08А d=1,4-2мм,

$$\beta_F = 0,9; \beta_Z = 1,05. \text{ Назначаем } k_F = 7 \text{ мм.}$$

$$\gamma_{WF} = \gamma_{WZ} = 1$$

$$R_{wf} = 1800 \text{ кг/см}^2$$

$$R_{wz} = 0,45 R_{un} = 3700 \cdot 0,45 = 1665 \text{ кг/см}^2$$

$\beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} = 0,9 \cdot 1800 = 1620 \text{ кг/см}^2 < \beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} = 1,05 \cdot 1665 = 1748,25 \text{ кг/см}^2$ – по металллу шва

$$l_{u2} = 42915 / (4 \cdot 0,7 \cdot 1620) = 9,46 = 10 \text{ см}$$

$$l_{u2} < 85 \beta_F K_F = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,7 = 54 \text{ см} - \text{условие выполняется.}$$

В стенке подкрановой ветви делаем прорезь, в которую заводим стенку траверсы.

Для расчёта шва крепления траверсы к подкрановой ветви (ШЗ) составляем комбинацию усилий дающую наибольшую реакцию траверсы. Такой комбинацией будет сочетание

1,2: N=49,97 т, M=-17,93 т:

$$F_{mp} = \frac{N \cdot h_B}{2 \cdot h_H} - \frac{M}{h_H} + D_{max} \cdot 0,9 = \frac{49,97 \cdot 100}{2 \cdot 150} - \frac{-17,93 \cdot 100}{150} + 241,1 \cdot 0,9 = 245,6 \text{ т}$$

Коэффициент $\psi = 0,9$ учитывает, что усилия N и M приняты для 2-го основного сочетания нагрузок. Требуемая длина шва ($K_F = 0,7 \text{ см}$):

$$l_{u3} = \frac{F_{TP}}{[4K_F(\beta \cdot R_W \cdot \gamma_W)_{MIN}]} = 245,6 \cdot 1000 / (4 \cdot 0,7 \cdot 1620) = 54,14 \text{ см}$$

$$l_{u3} < 85 \cdot \beta_F \cdot K_F = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,7 = 54 \text{ см} - \text{условие выполняется.}$$

Из условия прочности стенки подкрановой ветви в месте крепления траверсы (линия 1-1) определим высоту траверсы h_{TP} по формуле (14.31):

$$h_{TP} \geq \frac{F_{TP}}{2 \cdot t_{u1} \cdot R_S \cdot \gamma} = 245,6 \cdot 1000 / (2 \cdot 1 \cdot 1386,34) = 88,58 \text{ см}$$

$$R_S = 0,58 \cdot R_Y / \gamma_n = 0,58 \cdot 2450 / 1,025 = 1386,34 \text{ кг/см}^2$$

$t_{u1} = 10 \text{ мм}$ - толщина стенки двутавра 60Б1.

Принимаем $h_{TP} = 930 \text{ см}$.

Проверим прочность траверсы как балки, нагруженной усилиями N, M и D_{max} . Нижний пояс принимаем конструктивно из листа 400x12, верхние горизонтальные ребра – из двух листов 100x12 мм.

Геометрические характеристики траверсы:

положение центра тяжести сечения траверсы:

$$y_H = \frac{2 \cdot 10 \cdot 1,2 \cdot 77,4 + 2,2 \cdot 91,8 \cdot 47,1 + 1,2 \cdot 40 \cdot 0,6}{2 \cdot 10 \cdot 1,2 + 91,8 \cdot 2,2 + 1,2 \cdot 40} = 41,61 \text{ см}$$

$$I_X = \frac{2,2 \cdot 91,8^3}{12} + 91,8 \cdot 2,2 \cdot 5,08^2 + 1,2 \cdot 40 \cdot 41,42^2 + 2 \cdot 10 \cdot 1,2 \cdot 35,38^2 = 259433,76 \text{ см}^4$$

$$W_{\min} = \frac{I_x}{y_B} = 259433,76 / 51,39 = 5048,33 \text{ см}^3$$

$$y_B = h_{mp} - y_n = 93 - 41,61 = 51,39 \text{ см}$$

Максимальный изгибающий момент возникает в траверсе при 2-й комбинации усилий:

$$M_{TP} = F_{mp}(h_n - h_e) = \left(-\frac{M}{h_H} + \frac{N \cdot h_B}{2h_H} \right) \cdot (h_H - h_B) = \left(\frac{17,93 \cdot 100000}{150} + \frac{49,97 \cdot 100 \cdot 100}{2 \cdot 150} \right) (150 - 100) = 680950 \text{ кг} \cdot \text{см}$$

$$\sigma_{TP} = \frac{M_{TP}}{W_{\min}} = \frac{680950}{5048,33} = 135 \text{ кг} / \text{см}^2 < R = 2450 \text{ кг} / \text{см}^2$$

Максимальная поперечная сила в траверсе с учетом усилия от кранов возникает при комбинации усилий 1, 2:

$$Q_{\max} = \frac{N \cdot h_B}{2h_H} - \frac{M}{h_H} + \frac{kD_{\max} \cdot 0,9}{2} = \frac{49,97 \cdot 1000 \cdot 100}{2 \cdot 150} + \frac{17,93 \cdot 100000}{150} + \frac{1,2 \cdot 241,1 \cdot 1000 \cdot 0,9}{2} = 158804 \text{ кг}$$

Коэффициент $k = 1,2$ учитывает неравномерную передачу усилия $D_{\max}$.

$$\tau_{TP} = \frac{Q}{t_{TP} h_{TP}} = \frac{158804}{2,2 \cdot 91,8} = 786,31 \text{ кг} / \text{см}^2 < R = 2450 \text{ кг} / \text{см}^2$$

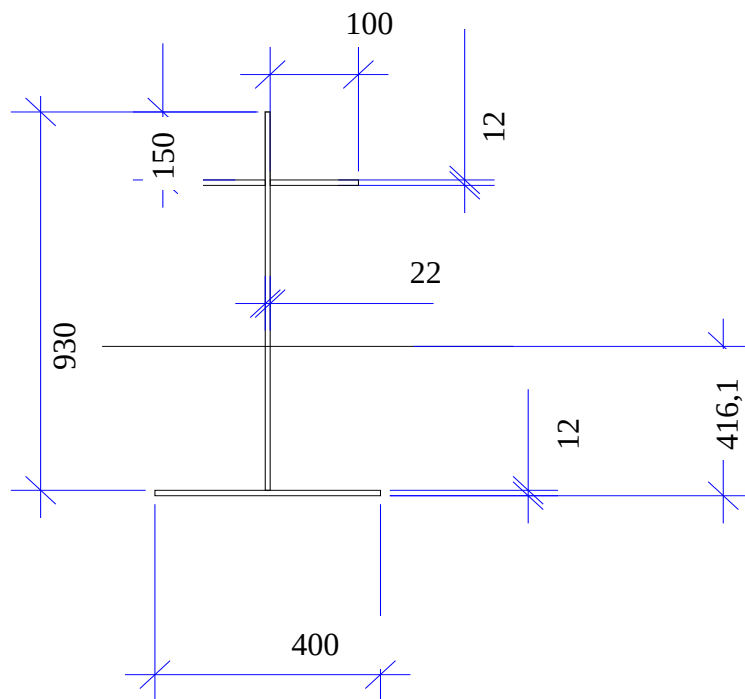


Рис. 28 – Схема траверсы

Расчёт и конструирование базы колонны

Ширина нижней части колонны превышает 1 м, поэтому проектируем базу раздельного типа.

Расчётные комбинации усилий в нижнем сечении колонны (сечение 4-4):

1) $M=+129,38$ т·м; $N=276,24$ т (для расчёта базы наружной ветви)

2) $M=-84,33$ т·м; $N=258,28$ т (для расчёта базы подкрановой ветви, сочетание 1,3,4(-),5).

В комбинации усилий не учтена нагрузка от снега, так как:

$$\frac{M}{h_H} = \frac{13,27 \cdot 100000}{150} = 8846,67_{\text{кГ}} > \frac{Ny_2}{h_H} = \frac{17,96 \cdot 1000 \cdot 73,2}{150} = 8764,48_{\text{кГ}},$$

т.е. снеговая нагрузка разгружает подкрановую ветвь.

Усилия в ветвях колонны определим по формулам (14.19 и 14.20):

$$N_{B1} = \frac{M_1}{h_0} + \frac{N_1 y_2}{h_0} = \frac{84,33 \cdot 100}{142,83} + \frac{258,28 \cdot 73,2}{142,83} = 191,41 \text{ т}$$
$$N_{B2} = \frac{M_2}{h_0} + \frac{N_2 y_1}{h_0} = \frac{129,38 \cdot 100}{142,83} + \frac{276,24 \cdot 69,63}{142,83} = 225,25 \text{ т}$$

База наружной ветви. Требуемая площадь плиты

$$A_{\text{пл.тр}} = \frac{N_{B2}}{R_\phi} = 225,25 / 0,09 = 2502,78 \text{ см}^2$$

$$R_\phi = \gamma_c \cdot R_B = 1,2 \cdot 0,075 = 0,09 \text{ т / см}^2;$$

$$R_B = 0,075 \text{ т / см}^2.$$

R_B — расчётное сопротивление бетона на сжатие

По конструктивным соображениям свес плиты C_2 должен быть не менее 4 см.

Тогда $B \geq b_H + 2 \cdot C_2 = 59,1 + 2 \cdot 4 = 67,1$ см. Принимаем $B = 70$ см, тогда $C_2 = 5,05$ см.

$$L_{\text{тр}} = \frac{A_{\text{пл.тр}}}{B} = 2502,78 / 70 = 35,75 \text{ см}$$

Принимаем $L = 40$ см.

$$A_{\text{пл.}} = 70 \cdot 40 = 2800 \text{ см}^2 > A_{\text{пл.тр}}$$

Среднее напряжение в бетоне под плитой

$$\sigma_\phi = \frac{N_{B2}}{A_{\text{пл}}} = 225,25 \cdot 1000 / 2800 = 80,45 \text{ кг/см}^2$$

Из условия симметричного расположения траверс относительно центра тяжести ветви расстояние между траверсами в свету равно

$$2(b_{II} + t_{CT} - z_0) = 2(14 + 1,4 - 7,17) = 16,46 \text{ см}, \text{ при толщине траверсы } 12 \text{ мм}$$

$$c_1 = (40 - 16,46 - 2 \cdot 1,2) / 2 = 10,57 \text{ см}.$$

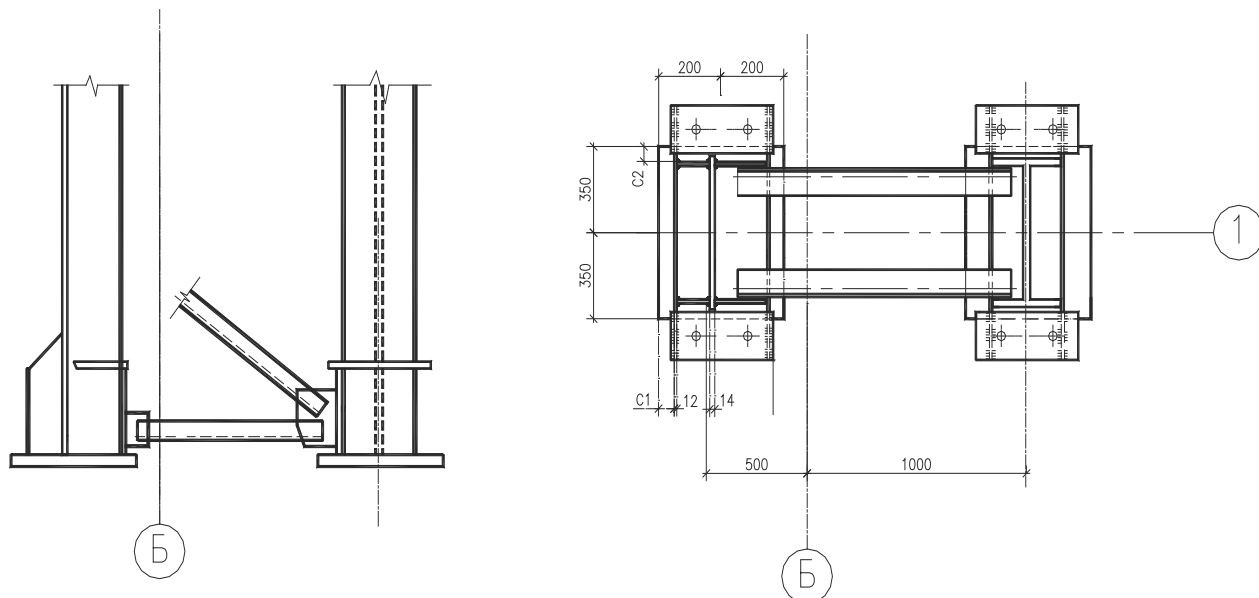


Рис. 29 - База колонны

участок №1 (консольный свес $C=C_1=10,57$ см)

$$M_1 = \frac{\sigma_{\phi} \cdot C_1^2}{2} = \frac{80,45 \cdot 10,57^2}{2} = 4494,13 \text{ кг} \cdot \text{см}$$

участок №2 (консольный свес $C=C_2=5,05$ см)

$$M_2 = \frac{\sigma_{\phi} \cdot C_2^2}{2} = \frac{80,45 \cdot 5,05^2}{2} = 1025,84 \text{ кг} \cdot \text{см}$$

участок №3 (плита опертая на четыре стороны; $b/a = 59,1/14 = 4,22 > 2$; $\alpha = 0,125$)

$$M_3 = \alpha \sigma_{\phi} a^2 = 0,125 \cdot 80,45 \cdot 14^2 = 1971,03 \text{ кг} \cdot \text{см}$$

участок №4 (плита оперта на четыре стороны; $b/a = 59,1/1,06 = 55,75 > 2$; $\alpha = 0,125$)

$$M_4 = \alpha \sigma_{\phi} a^2 = 0,125 \cdot 80,45 \cdot 1,06^2 = 11,3 \text{ кг} \cdot \text{см}$$

Принимаем для расчёта $M_{\max} = M_1 = 4494,13 \text{ кг} \cdot \text{см}$.

$$\text{Требуемая толщина плиты: } t_{III} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{R_y}} = (6 \cdot 4494,13 / 2350)^{0,5} = 3,4 \text{ см}$$

$R_y = 2350 \text{ кг/см}^2$ - для стали C245 толщиной 20-30 мм.

Принимаем $t_{пл}=36$ мм (2мм – припуск на фрезеровку).

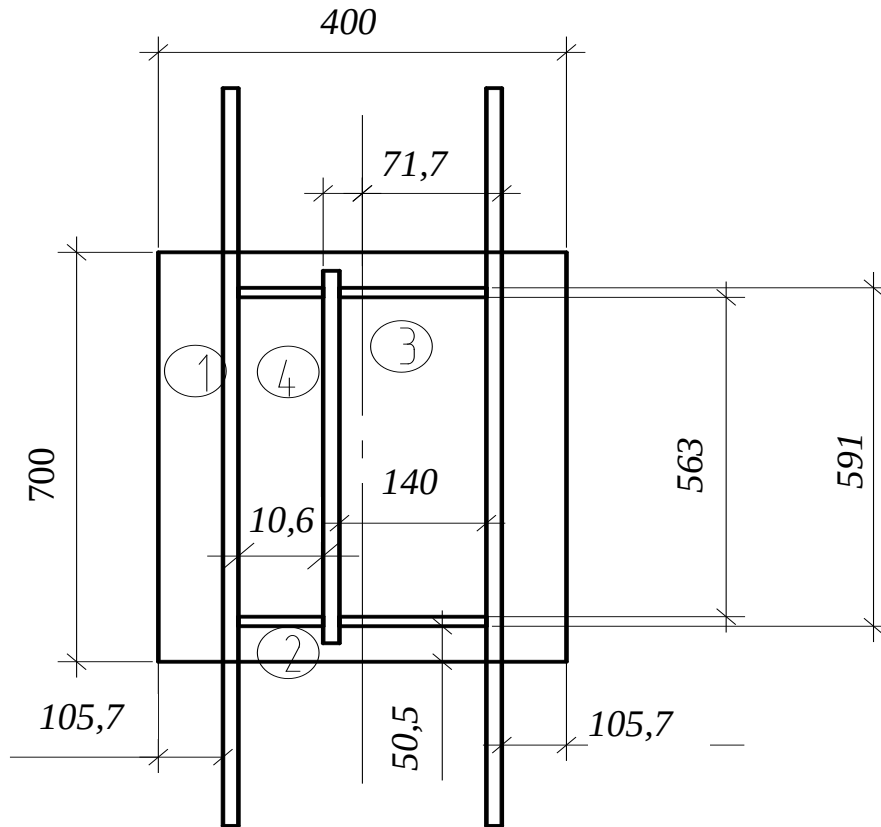


Рис.30 - Схема базы

Высоту траверсы определяем из условия размещения шва крепления траверсы к ветви колонны. В запас прочности все усилия ветви передаем на траверсы через 4 угловых шва. Сварка полуавтоматическая проволокой марки Св-08А, $d=1,4-2$ мм, $\beta_F = 0,9$; $\beta_z = 1,05$, $\gamma_{wf} = \gamma_{wz} = 1$, $k_f=8$ мм. Требуемая длина шва определяется по формуле:

$$l_{u.mp} = \frac{N_{62}}{[4K_F(\beta \cdot R_w \cdot \gamma_w)_{MIN}]\gamma} = 225,25 \cdot 1000 / (4 \cdot 0,8 \cdot 1620) = 43,45 \text{ см}$$

$$R_{wf} = 1800 \text{ кг/см}^2, R_{wz} = 0,45 R_{un} = 3700 \cdot 0,45 = 1665 \text{ кг/см}^2$$

$$\beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} = 0,9 \cdot 1800 = 1620 \text{ кг/см}^2 < \beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} = 1,05 \cdot 1665 = 1748,25 \text{ кг/см}^2 - \text{по металлу шва}$$

$$l_u \leq 85 \cdot \beta_F \cdot K_F = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,8 = 61,2 \text{ см.}$$

Требование к максимальной длине швов выполняется. Крепление траверсы к плите принимаем угловыми швами $k_f=8$ мм. Принимаем $h_{тр}=45$ см.

$$\sigma_f = \frac{N_{b2}}{k_f 4 l_1} = \frac{225,25 \cdot 1000}{0,8 \cdot 4 \cdot 45} = 1564,24 \text{ кг/см}^2 < \beta_{wf} R_{wf}^{CB} = 0,9 \cdot 1800 = 1620 \text{ кг/см}^2$$

Крепление траверсы к плите принимаем угловыми швами $k_f=8\text{мм}$. Проверяем прочность швов:

$$\sigma_f = \frac{N_{b2}}{k_f \sum l_w} = \frac{225,25 \cdot 1000}{0,8 \cdot 2 \cdot ((70-2) + (59,1-2) \cdot 2 + 1,1)} = 768,04 \text{ кг/см}^2 < \beta_{wf} R_{wf}^{CB} = 0,9 \cdot 1800 = 1620 \text{ кг/см}^2$$

Швы удовлетворяют требованиям прочности.

Расчёт анкерных болтов

Расчетные комбинации усилия в нижнем сечении колонны (сечение 4-4):

$$M = 71,64 \text{ т} \cdot \text{м}; \quad N_{\min} = -37,74 \text{ т}$$

Усилие в анкерных болтах

$$F_a = \frac{M - N \cdot y_2}{h_0} = \frac{71,64 \cdot 100000 - 37,74 \cdot 1000 \cdot 73,2}{142,83} = 31815,88 \text{ кг}$$

Требуемая площадь сечения болтов из стали Ст3пс2 $R_{ba}=1940 \text{ кг/см}^2$

$$A_{ba} = \frac{F_a \cdot \gamma_n}{R_{ba}} = \frac{31815,88 \cdot 0,95}{1940} = 15,09 \text{ см}^2$$

Принимаем 4 болта $d = 30\text{мм}$; $A_{ba} = 4 \cdot 5,61 = 22,44 \text{ см}^2$.

Усилие в анкерных болтах наружной ветви меньше. Из конструктивных соображений принимаем такие же болты.

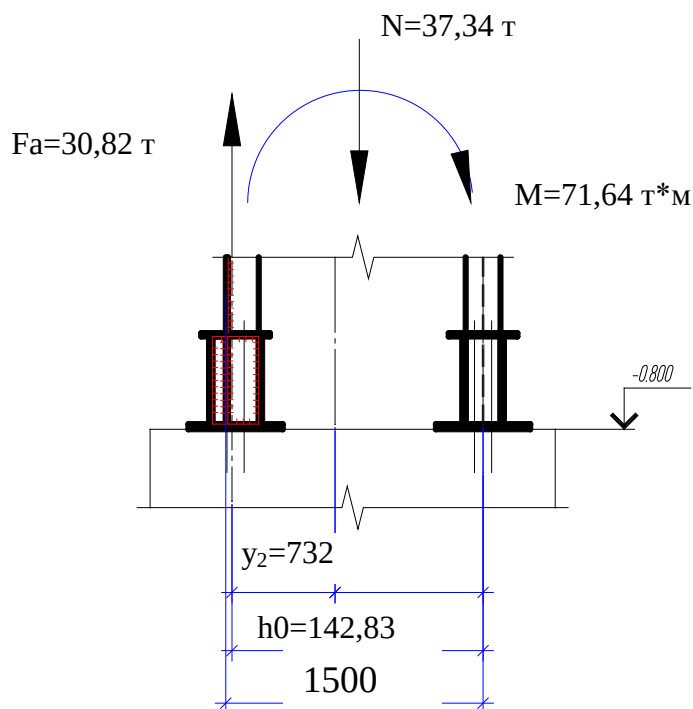


Рис. 31 – Нижнее сечение колонны

9. РАСЧЕТ ПОДКРАНОВОЙ БАЛКИ

Исходные данные

Требуется рассчитать подкрановую балку крайнего ряда пролетом 12 м под два крана грузоподъемностью $Q = 100/20$ т.

Режим работы кранов –тяжелый. Пролет здания 30 м.

Материал балки сталь С255, $R_y = 2450 \text{ кг/см}^2$

Нагрузки на подкрановую балку

- Ширина моста $B=9,35$ м
- База крана $K=4.6$ м
- Высота крана $H=4$ м
- Давление колеса $P_{1\text{макс}}=45$ т
- Давление колеса $P_{2\text{макс}}=48$ т
- Давление колеса $P_{1\text{мин}}=16,25$ т
- Давление колеса $P_{2\text{мин}}=13,25$ т
- Масса тележки $G_T=41$ т
- Масса крана с тележкой $G=165$ т
- Грузоподъемность $Q=100$ т
- $T_k=1,76$ т

Определяем расчетное значение усилий на колесе крана

$$F_K^1 = \gamma_n n n_c k_1 F_{k1\text{макс}} = 0,95 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 1,1 \cdot 45 = 49,14 \text{ т}$$

$$F_K^2 = \gamma_n n n_c k_1 F_{k2\text{макс}} = 0,95 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 1,1 \cdot 48 = 52,42 \text{ т}$$

Поперечное горизонтальное усилие:

$$T_k = \gamma_n n n_c k_2 T_k^n = 0,95 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 1 \cdot 1,76 = 1,75 \text{ т}$$

$n_c=0,95$ – коэффициент сочетания, зависит от условий работы крана (для тяжело-го режима работы крана)

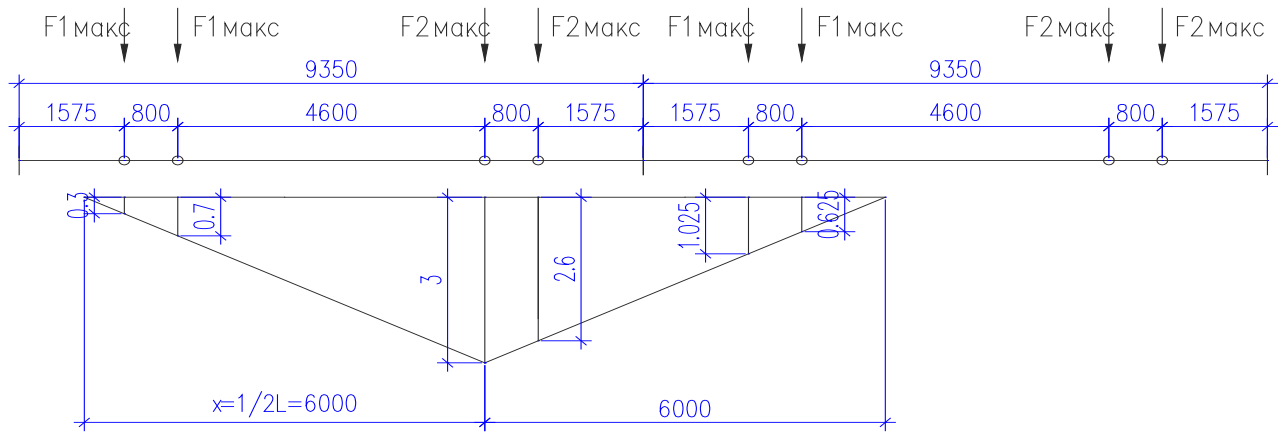
$n=1,1$ – коэффициент надежности по нагрузке, нормативно установленное значение для крановой нагрузки

$k_1=1,1$ (согласно таб. 15.1 Беленя)

$k_2=1$ (согласно таб. 15.1 Беленя)

Определяем расчетные усилия

Определение $M_{\max}$. Максимальный момент возникает в сечении, близком к середине пролета. Загружаем линию влияния момента в среднем сечении, устанавливая краны невыгоднейшим образом.



Равномерный момент от вертикальной нагрузки

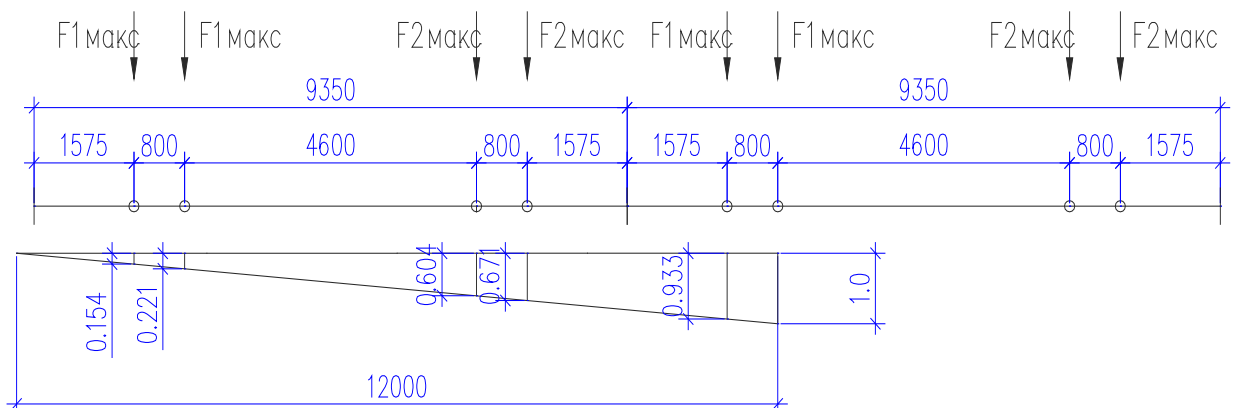
$$M_x = \alpha \sum F_k y_i = 1,05 \cdot (49,14 \cdot (1,025 + 0,625 + 0,7 + 0,3) + 52,42 \cdot (3 + 2,6)) = 444,96 \text{ т} \cdot \text{м}$$

где $\alpha=1,05$ — учитывает влияние собственного веса подкрановых конструкций и временной нагрузки на тормозной площадке.

Расчетный момент от горизонтальной нагрузки

$$M_y = \sum T_k y_i = 1,75 \cdot (3 + 2,6 + 1,025 + 0,625 + 0,7 + 0,3) = 14,44 \text{ т} \cdot \text{м}$$

Определение $Q_{\max}$. Для определения максимальной поперечной силы загружаем линию влияния поперечной силы на опоре.



Расчетные значения вертикальной, и горизонтальной поперечных сил

$$Q_x = \alpha \sum F_k y_i = 1,05 \cdot (49,14 \cdot (1 + 0,933 + 0,221 + 0,154) + 52,42 \cdot (0,671 + 0,604)) = 189,26 \text{ т}$$

$$Q_y = \sum T_k y_i = 1,75 \cdot (1 + 0,933 + 0,671 + 0,604 + 0,221 + 0,154) = 6,27 \text{ т}$$

Подбор сечения балки

Принимаем подкрановую балку симметричного сечения с тормозной конструкцией в виде листа из рифленой стали $t = 6 \text{ мм}$ и швеллера №36.

Значение коэффициента β определим по формуле:

$$\beta = 1 + 2 \frac{M_y}{M_x} \frac{h_o}{h_n} = 1 + 2 \cdot ((14,44 \cdot 1,2) / (444,96 \cdot 1,5)) = 1,05$$

где $h_o = (1/10)l = 12/10 = 1,2 \text{ м}$; $h_T = h_H = 1,5 \text{ м}$

$$W_{x,TP} = \frac{M_x \beta \cdot \gamma_n}{R} = \frac{444,96 \cdot 100000 \cdot 1,05 \cdot 0,95}{2450} = 18166,23 \text{ см}^3$$

Зададимся $k_{cm} = \frac{h_{cm}}{t_{cm}} = 120$, согласно таб. 7.2 (1).

Оптимальная высота балки

$$h_{OPT} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} k_{cm} W_{x,mp}} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} 120 \cdot 18166,23} = 148,43 \text{ см}$$

Минимальная высота балки

$$h_{min} = \frac{5}{24} \frac{\gamma R_y l}{\beta \cdot E} \left[\frac{l}{f} \right] \frac{M_x^n}{M_x} = \frac{5 \cdot 2450 \cdot 1200 \cdot 600 \cdot 206,4}{24 \cdot 1,05 \cdot 2,06 \cdot 10^6 \cdot 444,96} = 77,3 \text{ см}$$

$$\left[\frac{l}{f} \right] = 600 \text{ для тяжелого режима работы крана,}$$

M_x^n - момент от загрузки балки одним краном при $\gamma_f = 1$.

Значение M_H определим по линии влияния; сумма ординат линии влияния при нагрузке от одного крана:

$$M_x^n = \sum F_K^n \cdot y_i = 49,14 \cdot (0,3 + 0,7) + 52,42 \cdot 3 = 206,4 \text{ т} \cdot \text{м}$$

Принимаем $h_o = 170 \text{ см}$ (кратной 10 см).

Задаемся толщиной полок $t_F = 2 \text{ см}$, тогда $h_w = h_o - 2t_F = 170 - 2 \cdot 2 = 166 \text{ см}$

Определяем толщину стенки (из условия среза стенки силой Q)

$$t_w \geq 1,5 \frac{Q_x}{h_w R_s} = \frac{1,5 \cdot 189,26 \cdot 1000}{166 \cdot 1414,63} = 1,21 \text{ см}$$

$$R_s = 0,58 \cdot 2500 / 1,025 = 1414,63 \text{ кг/см}^2$$

Принимаем $t_w = 1,6 \text{ см}$.

$$k_w = \frac{h_w}{t_w} = \frac{166}{1,6} = 103,75 \approx 120$$

Размеры поясных листов определяем по формулам:

$$I_{x,mp} = W_{x,mp} h_o / 2 = 18166,23 \cdot 170 / 2 = 1544129,55 \text{ см}^4$$

$$I_{cm} = 1,6 \cdot 170^3 / 12 = 655066,67 \text{ см}^4$$

$$A_{п.тп} = \frac{I_{x,mp} - I_{cm}}{(h_w + t_f / 2)^2 \cdot 2} = \frac{1544129,55 - 655066,67}{((166 + 2) / 2)^2 \cdot 2} = 56,12 \text{ см}^2$$

$$b_f = 56,12 / 2 = 28,06 \text{ см}$$

Применяем $b_f = 45 \text{ см}$.

Принимаем пояс из листа сечения $A_F = 2 \cdot 45 = 90 \text{ см}^2$

Устойчивость пояса обеспечена, т.к.

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{(b_f - t_w) / 2}{t_f} = \frac{(45 - 1,6) / 2}{2} = 10,93 < 0,5 \sqrt{\frac{E}{R}} = 0,5 \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^6}{2450}} = 14,64$$

По полученным данным komponуем сечение.

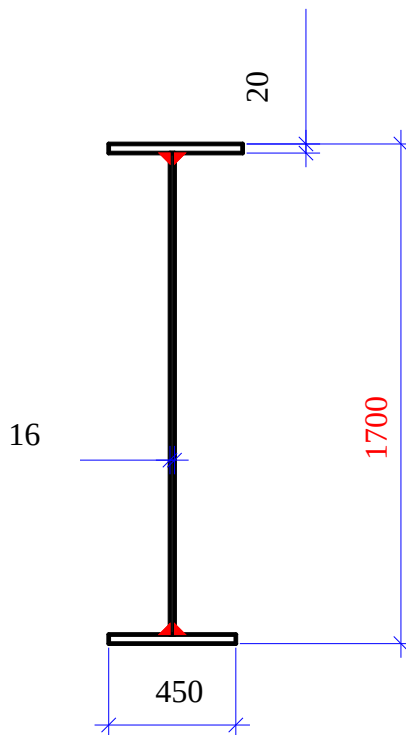
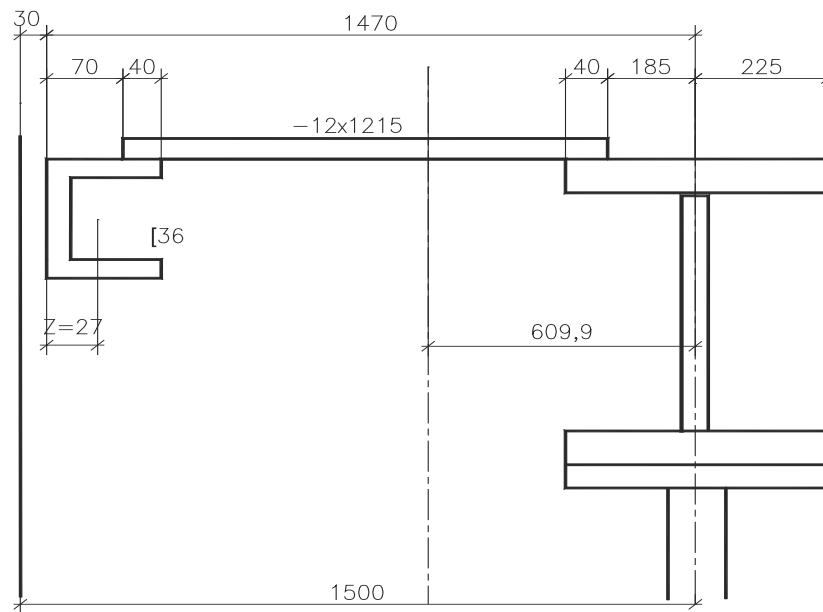


Рис. 32 – Сечение балки

Проверка прочности сечения



Определяем геометрические характеристики принятого сечения.

Относительно оси $x-x$:

$$I_x = \frac{1,6 \cdot 166^3}{12} + 2 \cdot 45 \cdot 2 \left(\frac{166}{2} + 1 \right)^2 = 2035686,13 \text{ см}^4;$$

$$W_x^A = \frac{I_x}{h_g/2} = \frac{2035686,13}{170/2} = 23949,25 \text{ см}^3.$$

Геометрические характеристики тормозной балки относительно оси $y-y$ (в состав тормозной балки входят верхний пояс, тормозной лист и швеллер):

– расстояние от оси подкрановой балки до центра тяжести сечения:

$$x_0 = \frac{0,6 \cdot 121,5 \cdot 75,25 + 53,4 \cdot 144,3}{0,6 \cdot 121,5 + 53,4 + 2 \cdot 45} = 60,99 \text{ см}$$

$$I_y = 0,6 \cdot 121,5^3 / 12 + 0,6 \cdot 121,5 \cdot (75,25 - 60,99)^2 + 53,4(144,3 - 60,99)^2 + 2(2 \cdot 45^3 / 12 + 2 \cdot 45 \cdot 60,99^2) = 1175065,82 \text{ см}^4$$

$$W_y^A = \frac{I_y}{X_A} = \frac{1175065,82}{(147 + 22,5) / 2} = 13865,08 \text{ см}^3$$

Проверяем нормальное напряжение верхнем поясе:

$$\sigma_x^A = \frac{M_x}{W_x^A} + \frac{M_y}{W_y^A} = \frac{444,96 \cdot 100000}{23949,25} + \frac{14,44 \cdot 100000}{13865,08} = 1962,08 \text{ кг/см}^2 \leq R = 2450 \text{ кг/см}^2$$

Прочность стенки на действие касательных напряжений на опоре обеспечена, так как принятая толщина стенки больше определенной из условия среза.

Жесткость балки также обеспечена, так как принятая высота балки $h_0 > h_{\min}$.

Проверяем прочность стенки балки от действия местных напряжений под колесом крана.

$$\sigma_{MY} = \gamma_f \cdot F_K / t_w l_0 = 1,4 \cdot 54778,9 / 1,6 \cdot 47,37 = 1011,85 \text{ кг/см}^2 < R = 2450 \text{ кг/см}^2$$

$$F_K = F_K^H n \gamma_c = 52,42 \cdot 1000 \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 54778,9 \text{ кг}$$

$$l_0 = c \sqrt[3]{I_{Pl} / t_w} = 3,25 \cdot \sqrt[3]{4953,79 / 1,6} = 47,37 \text{ см}$$

$$I_{Pl} = I_p + \frac{b_f t_f^3}{12} = 4923,79 + \frac{45 \cdot 2^3}{12} = 4953,79 \text{ см}^4$$

$$I_p = 4923,79 \text{ см}^4 - \text{момент инерции рельса КР-120 (прил. 14);}$$

$c = 3,25$ - коэффициент податливости сопряжения пояса и стенки для сварных балок.

Проверка стенки подкрановой балки на совместное действие нормальных, касательных и местных напряжений на уровне верхних поясных швов.

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1,15 R_y \gamma_c$$

$$I_y = 2 \cdot (2 \cdot 45^3 / 12) + 166 \cdot 1,6^3 / 12 = 30431,66 \text{ см}^4$$

$$W_y = 30431,66 / (170/2) = 358,02 \text{ см}^3$$

$$\sigma_x = \frac{M_x y}{I_x} = 444,96 \cdot 100 \cdot 1000 \cdot (166/2) / 2035686,13 = 1814,21 \text{ кг/см}^2$$

$$\sigma_y = \frac{M_y \cdot X}{I_y} = 14,44 \cdot 100 \cdot 1000 \cdot (1,6/2) / 30431,66 = 37,96 \text{ кг/см}^2$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q_{MAX} \cdot S}{I \cdot t_w} = 189,26 \cdot 1000 \cdot 13071,2 / (2035686,13 \cdot 1,6) = 759,53 \text{ кг/см}^2$$

$$S = b_F \cdot t_F \cdot \frac{h_0}{2} + \frac{t_w \cdot h_w^2}{8} = 45 \cdot 2 \cdot ((170-2)/2) + 1,6 \cdot 166^2 / 8 = 13071,2 \text{ см}^3$$

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} = (1814,21^2 - 1814,21 \cdot 37,96 + 37,96^2 + 3 \cdot 759,53^2)^{0,5} = 2225,89 \text{ кг/см}^2 < 1,15 \cdot 2450 = 2817,5 \text{ кг/см}^2 - \text{условие выполняется.}$$

В сжатой зоне стенок подкрановых балок из стали с пределом текучести до 400 МПа (4100 кгс/см^2) должны быть выполнены условия:

Расчет по формуле 15.14 [1]

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

β – коэффициент, принимаемый равным 0,87 для расчета разрезных балок и 0,77 – для расчета сечений на опорах неразрезных балок.

$$\sigma_x + \sigma_{loc,x} = 1814,21 + 382,72 = 2196,93 \text{ кгс/см}^2 \leq 2450 \text{ кгс/см}^2$$

$$\sigma_{loc,y} + \sigma_{fy} = 1530,87 + 292,46 = 1823,33 \text{ кгс/см}^2 \leq 2450 \text{ кгс/см}^2$$

$$\tau_{xy} + \tau_{loc,xy} + \tau_{f,xy} = 712,58 + 459,26 + 73,12 = 1244,96 \text{ кгс/см}^2 \leq 1414,63 \text{ кгс/см}^2$$

$$\text{где } \sigma_x = \frac{M_x y}{I_x} = \frac{444,96 \cdot 100000 \cdot (166/2)}{2035686,13} = 1814,21 \text{ кгс/см}^2$$

$$\sigma_{loc,y} = \frac{\gamma_{f1} F}{t \cdot l_{ef}} = \frac{1,4 \cdot 54778,9}{1,6 \cdot 31,31} = 1530,87 \text{ кгс/см}^2$$

$$l_{ef} = c \cdot \sqrt[3]{I_{1f}/t} = 3,25 \cdot \sqrt[3]{1430/1,6} = 31,31 \text{ см}$$

$$\sigma_{loc,x} = 0,25 \sigma_{loc,y} = 0,25 \cdot 1530,87 = 382,72 \text{ кгс/см}^2$$

$$\tau_{loc,xy} = 0,3 \sigma_{loc,y} = 0,3 \cdot 1530,87 = 459,26 \text{ кгс/см}^2$$

$$\sigma_{fy} = \frac{2 M_t t_w}{I_f} = \frac{2 \cdot 130692,5 \cdot 1,6}{1430} = 292,46 \text{ кгс/см}^2$$

$$\tau_{f,xy} = 0,25 \sigma_{fy} = 0,25 \cdot 292,46 = 73,12 \text{ кгс/см}^2$$

Внецентренное расположение рельса на балке, а также воздействие горизонтальной поперечной силы, приложенной к головке рельса, приводит к возникновению местного крутящего момента $M_{кр}$, приложенного к верхнему поясу балки и вызывающего дополнительные напряжения от изгиба в стенке:

$$M_{кр} = F_k \cdot e + 0,75 \cdot T_k \cdot h_p = 52,42 \cdot 1000 \cdot 1,5 + 1,75 \cdot 1,75 \cdot 1000 \cdot 17 = 130692,5 \text{ кгс/см}^2$$

$M_{кр}$ – местный крутящий момент, возникающий от возможного внецентренного расположения рельса на балке и от поперечной силы, приложенной к головке рельса.

e – условный эксцентриситет рельса, равен 15 мм;

h_p – высота рельса;

$I_{кр}$ – сумма собственных моментов инерции кручения рельса и пояса балки;

$$I_f = I_{кр,p} + \frac{b_f h_f^3}{3} = 1310 + \frac{45 \cdot 2^3}{3} = 1430 \text{ см}^4$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q_{\max}}{h \cdot t_w} = \frac{189,26 \cdot 1000}{166 \cdot 1,6} = 712,58 \text{ кг} / \text{см}^2$$

$$\sqrt{2196,93^2 - 2196,93 \cdot 1530,87 + 1530,87^2 + 3 \cdot 1171,84^2} = 2570 \text{ кг} / \text{см}^2 \leq 1,15 \cdot 2450 = 2818 \text{ кг} / \text{см}^2$$

Условие выполняется

Расчет на выносливость верхней зоны стенки составной подкрановой балки

$$0,5 \sqrt{\sigma_x^2 + 0,36 \tau_{xy}^2} + 0,4 \sigma_{loc,y} + 0,5 \sigma_{fy} \leq R_v$$

$$0,5 \cdot \sqrt{1814,21^2 + 0,36 \cdot 712,58^2} + 0,4 \cdot 1530,87 + 0,5 \cdot 292,46 = 1040,53 \text{ кг} / \text{см}^2 \leq 1120 \text{ кг} / \text{см}^2$$

Условие выполняется

Проверяем местную устойчивость стенки по п 8.51[1]

Проверка и обеспечение местной устойчивости стенки подкрановой балки выполняется в зависимости от значения условной гибкости стенки, которая определяется по следующей формуле:

$$\lambda_w = \frac{h_{ef}}{t} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{168}{1,6} \cdot \sqrt{\frac{2450}{2,1 \cdot 10^6}} = 3,59.$$

Значение условной гибкости стенки превышает 3,2, поэтому следует укреплять поперечными ребрами жесткости в соответствии с требованиями п 8.51 (СП 16.13330.2011).

Расстояние между основными поперечными ребрами жесткости не должно превышать $2h_{ef}$ при $\lambda > 2,5$: $a \leq 2h_{ef} = 2 \cdot 168 = 336$ см. Для обеспечения местной устойчивости стенки подкрановой балки необходимо принять шаг ребер жесткости $a=300$ см.

Расчет на устойчивость стенок балок симметричного сечения, укрепленных только поперечными основными ребрами жесткости, при наличии местного напряжения следует выполнять по формуле:

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

где $\gamma_c = 0,95$ - коэффициент условия работы.

σ , σ_{loc} и τ - фактические значения соответственно нормального, местного и касательного напряжений;

σ_{cr} , $\sigma_{loc,cr}$ и τ_{cr} - критические значения напряжений.

$$\sigma = \frac{M_{xy}}{I_x} = \frac{444,96 \cdot 100000 \cdot (166/2)}{2035686,13} = 1814,21 \text{ кЗ / см}^2$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q_{\max}}{h \cdot t_w} = \frac{189,26 \cdot 1000}{166 \cdot 1,6} = 712,58 \text{ кЗ / см}^2$$

$$\sigma_{loc} = \frac{\gamma_{f1} F}{t \cdot l_{ef}} = \frac{1,4 \cdot 54778,9}{1,6 \cdot 31,31} = 1530,87 \text{ кЗ / см}^2$$

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2}\right) \cdot \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2};$$

$$\bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{168}{1,6} \sqrt{\frac{2450}{2,1 \cdot 10^6}} = 3,59$$

где: μ - отношение большей стороны пластинки к меньшей, $\mu = 300/166 = 1,81$;

d - меньшая из сторон пластинки.

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{3,54^2}\right) \cdot \frac{1414}{1,81^2} = 4715,2 \text{ кЗ / см}^2$$

При $\sigma_{loc} \neq 0$ проверку стенки по формуле (80) следует выполнять в зависимости от значения $\frac{a}{h_{ef}}$. При отношении $\frac{a}{h_{ef}} = 300/168 = 1,79 > 0,8$ проверку по формуле (80)

следует выполнять дважды:

1) при значении σ_{cr} , вычисленном по формуле (81) с учетом требований 8.5.4 и при таком значении $\sigma_{loc,cr}$ по формуле (82), когда при определении коэффициентов c_1 и

c_2 вместо размера a принят $a_1 = 0,67 h_{ef} = 112,56$ при $\frac{a}{h_{ef}} = 1,79 > 1,13$;

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\lambda_w^2}$$

C_{cr} —определяется из таб.12 [1] и зависит от δ .

$$\delta = \beta \cdot \frac{b_f}{h_{ef}} \cdot \left(\frac{t_f}{t} \right)^3 = 2 \cdot \frac{45}{168} \cdot \left(\frac{2}{1,6} \right)^3 = 0,84$$

При помощи линейной интерполяции находим $c_{cr}=30,3$.

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\lambda_w^2} = \frac{30,3 \cdot 2450}{3,59^2} = 5759,96 \text{ кг/см}^2$$

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 c_2 R_y}{\lambda_w^2}$$

где c_1 — коэф., опред. по табл. 14 в зависимости от:

$$c_1 = 24,38 \quad \frac{a_1}{h_w} = \frac{112,56}{168} = 0,67$$

$$\rho = 1,04 \frac{l_{ef}}{h_{ef}} = 1,04 \frac{31,31}{168} = 0,19$$

c_2 — коэф., опред. по табл. 15 в зависимости от:

$$c_2 = 1,56 \quad \frac{a_1}{h_w} = \frac{112,56}{168} = 0,67$$

$$\delta = 0,84$$

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 c_2 R_y}{\lambda_w^2} = \frac{24,38 \cdot 1,56 \cdot 2450}{3,59^2} = 7229,95 \text{ кг/см}^2$$

2) при значениях σ_{cr} и $\sigma_{loc,cr}$, вычисленных при фактическом значении $\frac{a}{h_{ef}}$; при

этом коэффициент C_{cr} в формуле (81) следует определять по таблице 16.

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\lambda_w^2}$$

C_{cr} —определяется из таб.16 [1] и зависит от $\frac{a}{h_{ef}}$. При помощи линейной интерполяции находим $c_{cr}=72,07$.

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\lambda_w^2} = \frac{72,07 \cdot 2450}{3,59^2} = 13700,35 \text{ кг/см}^2$$

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 c_2 R_y}{\lambda_w^2}$$

где c_1 — коэф., опред. по табл. 14 в зависимости от:

$$c_1 = 10,81 \quad \frac{a}{h_w} = \frac{300}{168} = 1,79$$

$$\rho = 1,04 \frac{l_{ef}}{h_{ef}} = 1,04 \frac{31,31}{168} = 0,19$$

c_2 – коэф., опред. по табл. 15 в зависимости от:

$$c_2 = 2,33 \quad \frac{a}{h_w} = \frac{300}{168} = 1,79$$

$$\delta = 0,84$$

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 c_2 R_y}{\lambda_w^2} = \frac{10,81 \cdot 2,33 \cdot 2450}{3,59^2} = 4788,05 \text{ кг/см}^2$$

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{1814,21}{5759,96} + \frac{1530,87}{7229,95}\right)^2 + \left(\frac{712,58}{4715,2}\right)^2} = 0,54 < 0,95$$

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{1814,21}{13700,35} + \frac{1530,87}{4788,05}\right)^2 + \left(\frac{712,58}{4715,2}\right)^2} = 0,48 < 0,95$$

Условие выполняется, т.е. местная устойчивость стенки подкрановой балки обеспечивается.

Размеры рёбер жёсткости

$$b_h \geq \frac{h_w}{30} + 40 = 166 \cdot 10 / 30 + 40 = 95,33 \text{ мм}$$

Принимаю ширину ребра $b_h = 100 \text{ мм}$

$$t_s \geq 2 \cdot b_h \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 100 \cdot \sqrt{\frac{2450}{2,1 \cdot 10^6}} = 6,83 \text{ мм}$$

Принимаю толщину ребра $t_s = 10 \text{ мм}$

Расчет опорного ребра

Принимаем высоту выступающей части опорного ребра $a = 2 \text{ см}$.

При $a \leq 1,5t$ требуемая площадь поперечного сечения опорного ребра определяется из условия прочности ребра на смятие: $\frac{N}{A} \leq R_p \gamma_c$,

где $N = Q = 189260 \text{ кг}$

$$R_p = \frac{R_{un}}{\gamma_m} = 3774 / 1,025 = 3682 \text{ кг/см}^2 \text{ - сопротивление смятию торцевой поверхности,}$$

сти,

$\gamma_m = 1,025$ – коэффициент надежности по материалу,

$R_{un} = 3774 \text{ кг/см}^2$ - временное сопротивление стали разрыву;

$$A^{mp} = \frac{N}{R_p \gamma_c} = 189260/3682 = 51,4 \text{ см}^2$$

Примем толщину и ширину опорного ребра равными толщине и ширине полки измененного сечения ГБ. Фактическая площадь поперечного сечения опорного ребра:

$$A^{факт} = 2 \cdot 45 = 90 \text{ см}^2$$

Участок стенки балки вблизи опоры рассчитывается на устойчивость. Расчет проводится для сечения стенки шириной:

$$z = 0,65 t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,65 \cdot 1,6 \cdot (2100000/2450)^{0,5} = 30,45 \text{ см}$$

$$A = 2 \cdot 45 + 30,45 \cdot 1,6 = 138,72 \text{ см}^2$$

$$I_x = (2 \cdot 45^3)/12 + (30,45 \cdot 1,6^3)/12 = 15197,89 \text{ см}^4$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = (15197,89/138,72)^{0,5} = 10,47 \text{ см}^4$$

За расчетную длину принимаем высоту стенки на опоре. Тогда гибкость:

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i_x} = 166/10,47 = 15,85$$

$$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 15,85 \cdot (2450/2100000)^{0,5} = 0,54$$

По табл.Д.1 [1] принимаем коэффициент продольного изгиба: $\varphi = 0,990$

Проверим устойчивость стенки:

$$\frac{N}{A \varphi} = 189260/(138,72 \cdot 0,99) = 1378 \text{ кг/см}^2 < 2450 \text{ кг/см}^2$$

- устойчивость стенки обеспечена.

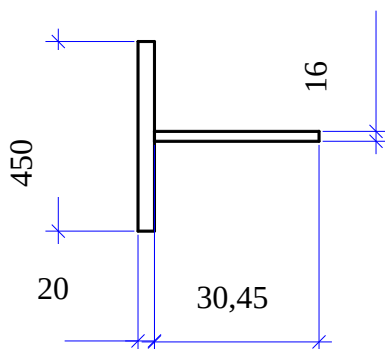


Рис. 33 – Опорное ребро

Расчет опорного ребра выполняем как центрально сжатую стойку, загруженную опорной реакцией с расчетной длиной равной высоте стенки.

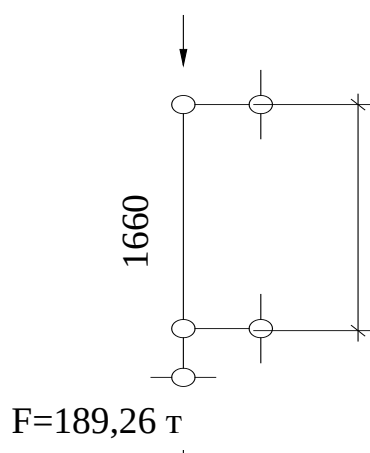


Рис. 34 - Расчетная схема опорного ребра

ВОПРОСЫ ДЛЯ ЗАЩИТЫ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

1. Куда необходимо устанавливать вертикальные и горизонтальные связи по каркасу?
2. Особенности расчета каркаса при наличии мостового крана?
3. Как формируется расчетное сочетание усилий?
4. Как учитывается при расчете фермы ее работа в составе рамы?
5. Как рассчитываются стержневые элементы фермы?
6. Принципы конструирования и расчета узлов фермы?
7. Принципы конструирования и расчета узлов колонны?
8. Как выполняется конструирование и расчет узла примыкания фермы к колонне?
9. Как в расчете учитывается пространственная работа каркаса?
10. Особенности проектирования подкрановых балок?
11. Как определяются нагрузки, действующие на раму?
12. Как выполняется статический расчет рамы?

Библиографический список

1. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия» (актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*). – М.: Министерство регионального развития Российской Федерации, 2011.
2. СП 16.13330.2011 «Стальные конструкции» (актуализированная редакция СНиП II-23-81*). – М.: Министерство регионального развития Российской Федерации, 2011
3. СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» (актуализированная редакция СНиП 52-01-2003). – М.: Министерство регионального развития Российской Федерации, 2012
4. Металлические конструкции : учебник мо / под ред. Ю. И. Кудишина .— 12-е изд., стер. — М. : Академия, 2010 .— 682 с. — (Высшее профессиональное образование) .— ISBN 9785769567063 : 800.00.
5. Металлические конструкции : Общий курс: учебник для вузов / под ред. Веденикова Г.С. — 7-е изд. — М. : Стройиздат, 1998 .— 760 с.
6. Металлические конструкции : в 3 т.: для строит. вузов. Т.1. Элементы конструкций / под ред. В. В. Горева .— 2-е изд., перераб. и доп. — М. : Высш.шк., 2001 .— 551 с. : ил. — ISBN 5-06-003695-2 : 110.00.

Учебное издание

Металлические конструкции, включая сварку

Методические указания по выполнению курсового проекта
«Стальной каркас одноэтажного производственного здания»

Составители
ЕФИМОВ Александр Алексеевич

В авторской редакции

Подписано в печать 00.00.2019. Формат 60×90 1/16. Печ. л. 6,9.
Тираж 0 экз. Заказ № 00-000.

Библиотечно-издательский комплекс
Федерального государственного бюджетного образовательного
Учреждения высшего образования
«Тюменский индустриальный университет».
625000, Тюмень, ул. Володарского, 38.

Типография библиотечно-издательского комплекса.
625039, Тюмень, ул. Киевская, 52.